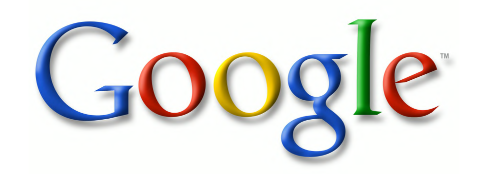
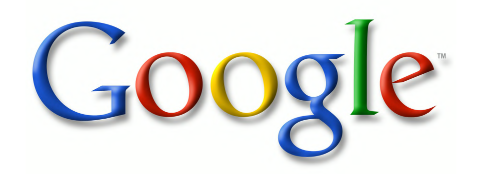
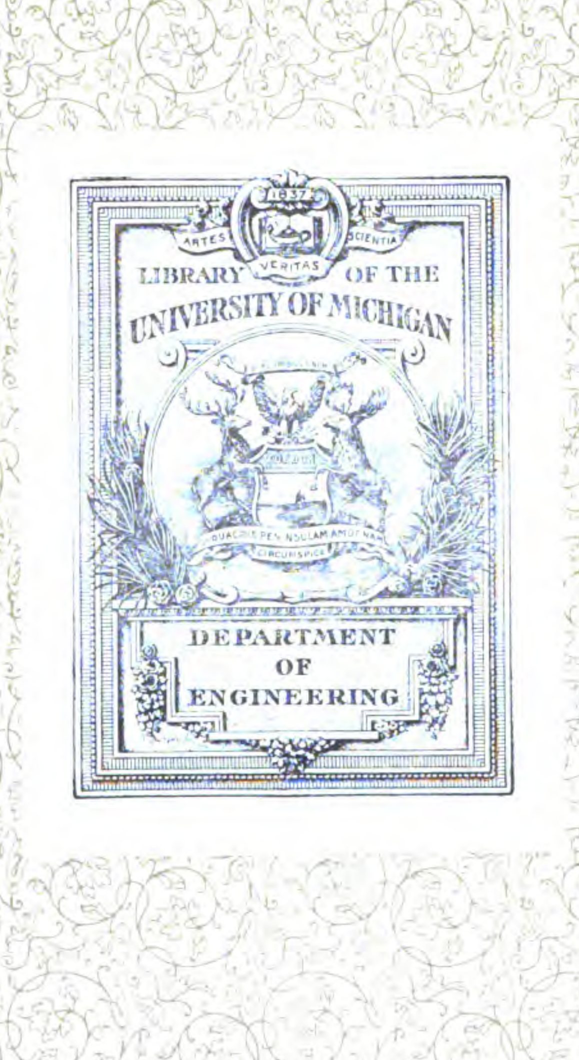



Google


B 475371


1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING



DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS,

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

II. THEIL,

MIT 164 SEITEN TEXT IN GROSSOCT., 30 TEXTFIGUREN UND 10 TAFELN (A bis K) UND UNTER BEZUGNAHME AUF TAF. V bis XII DES DEM I. THEIL BEIGEGEBENEN SKIZZENBUCHES.

HELSINGFORS, **WENTZEL HAGELSTAM.** LEIPZIG, **A. TWIETMEYER.**

1900

KUOPIO 1900

GEDRUCKT BEI O. W. BACKMAN.

Vorwort.

Nachdem sich der erste Theil dieses Werkes für meine Zuhörer als nützlich erwiesen und derselbe auch in anderen Kreisen vielfache Anwendung gefunden hat, erschien es angezeigt zu gleichem Zwecke diesen zweiten Theil erscheinen zu lassen. Hierin bezieht sich der Text theils auf die Abbildungen der Tafeln V bis XII des dem ersten Theil beigegebenen Skizzenbuches, theils auf die hier beiliegenden neuen Tafeln A bis K und die Textfiguren dieses zweiten Theils. Für die Litteraturangaben wurden hier dieselben abgekürzten Bezeichnungen angewendet, wie in ersten Theil.

Helsingfors im August 1900.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniss.

IV. Wasserversorgungsanlagen.

A. Beschaffenheit und Menge des Wassers.

B. Gewinnung des Wassers.

C. Wasserleitungen.

D. Reinigung des Wassers.

E. Regelung der Wasserzufuhr.

V. Kanalisation der Städte.

VI. Die Bodenentwässerung.

VII. Bewässerung von Ländereien.

VIII. Die Schiffahrtskanäle.

Berichtigungen.

Vor Gebrauch des Buches wolle man folgende Berichtigungen eintragen:

Seite 17 Zeile 5 v. u. setze: Wolfsgraben, statt: Wolfgraben.
» 19 » 7 » » » » »
» 68 » 18 v. o. setze: b. Düker, statt: Düker.
» 73 » 14 » » setze: b , statt: c.
» 79 » 3 v. u. setze: c , statt: d.

IV. Wasserversorgungsanlagen.

Die Wasserversorgungsanlagen werden zu verschiedenen Zwecken ausgeführt, und zwar hauptsächlich zur Beschaffung von Genuss- und Brauchwasser für Ortschaften, für Wasserkraftanlagen, zur Bewässerung von Ländereien, zur Speisung von Schifffahrtskanälen und von Anlagen für die Holzflösserei.

Hiebei kommen in Betracht:

A. **Die Beschaffenheit und Menge des erforderlichen Wassers,**

B. **Die Gewinnung des Wassers,**

C. **Die Leitungen,**

D. **Die Reinigung des Wassers,**

E. **Regelung der Wasserzufuhr.**

A. Beschaffenheit und Menge des Wassers.

I. Die Beschaffenheit des Wassers.

Je nach dem Zwecke kann die Beschaffenheit (Qualität) des zu beziehenden Wassers mehr oder weniger von Wichtigkeit sein. Während zur Versorgung von Ortschaften ein in Bezug auf gesundheitsschädliche Stoffe möglichst reines Wasser erwünscht ist, wird bei anderen Zwecken auf die Beschaffenheit desselben in der Regel kein besonderes Gewicht gelegt, ausser dass zu Bewässerungszwecken behufs Düngung und Füllung des Bodens im Gegentheil ein möglichst unreines Wasser erwünscht sein kann.

Nachdem die Schädlichkeit des Genusswassers weniger von der Menge als vielmehr von der Beschaffenheit der Verunreinigungen abhängt, so kann ein dem Aussehen nach weniger reines Wasser in geringerem Grade schädlich sein, als ein reineres, weshalb beim Genusswasser diesbezüglich eine besondere Untersuchung erforderlich ist. Diese Untersuchung soll von zweierlei Art sein, nämlich eine chemische und eine bakteriologische, von denen die erstere den Zweck hat,

die rein chemischen Stoffe schädlicher Art, die letztere dagegen gefährliche Kleinwesen (Bakterien) nachzuweisen.

Man unterscheidet beim Wasser organische und unorganische Verunreinigungen. Die organischen Verunreinigungen können wieder von zweierlei Art sein, nämlich solche welche vegetabilischen (pflanzlichen) Ursprungs und im Allgemeinen der Gesundheit nicht schädlich sind, und organische Verunreinigungen welche animalischen Ursprungs und je nach der Beschaffenheit nur bis zu einem gewissen Grade oder gar nicht zulässig sind. Im Allgemeinen können nach Pettenkofer beim Genusswasser höchstens 5 Theile organischer Verunreinigungen in 100,000 Theilen Wasser als zulässig angesehen werden, wenn dieselben nicht von menschlichen Abfällen herrühren.

Die bakteriologische Untersuchung kann eine quantitative und eine qualitative sein. Bei der ersteren wird die Anzahl der vorhandenen Keime (Bakterienkolonien) in der Kubikeinheit Wasser festgestellt. Nach Koch soll diese Anzahl 150 bis 200, nach anderen Bakteriologen 300 in 1 cbcm nicht übersteigen. Hiebei wird angenommen, dass eine grosse Menge Bakterien auf das Vorhandensein von in Auflösung befindlichen gesundheitsschädlichen Stoffen schliessen liesse. Dem gegenüber lässt sich aber einwenden, dass beim Auftreten gefährlicher (patogener) Bakterien eine grössere Menge anderer unschädlicher Bakterien mit Rücksicht auf ihre gegenseitige Vertilgung nützlich sein kann. Es müsste daher die bakteriologische Untersuchung behufs Zuverlässigkeit vorerst qualitativ und erst in zweiter Linie quantitativ sein.

Von Wichtigheit ist der Umstand, dass bei der Filterung des Wassers, wie selbe bei der Verwendung von Tagewasser (aus Flüssen, Seen und Teichen) in der Regel zur Anwendung kommt, der Bakteriengehalt bedeutend reducirt wird *).

Der Gehalt an unorganischen Stoffen in Form von aufgelösten Salzen bedigt den s. g. Härtegrad des Wassers. Es entspricht in Deutschland 1 Härtegrad 1 Theil Kalk (CaO) oder 0,7 Theile Magnesia (MgO) in 100,000 Theilen Wasser.

---

*) Die Wichtigkeit der Versorgung von Ortschaften mit gesundem Genusswasser ist erst in neuerer Zeit wollends erkannt worden, seitdem man durch die neueren Entdeckungen auf bakteriologischem Gebiete die Überzeugung gewonnen, dass gewisse epidemische Krankheiten, wie Typhus und Cholera hauptsächlich durch das Trinkwasser verbreitet worden, indem die bezüglichen patogenen Bakterien durch die Abfälle der Kranken leicht in das Grund- und Tagewasser gelangen, sich dort fortpflanzen und durch dessen Genuss die Krankheit verbreiten.

So betrug beispielsweise in Wien, als dort die Wasserversorgung noch ausschliesslich aus Brunnen und aus der Donau geschah, die jährliche Sterblichkeitsziffer an Typhuskranken 700 bis 800, während seit der Einführung der Hochquellen-Wasserleitung, diese Ziffer von 742 im Jahre 1873 in den Jahren 1878, 1880 und 1884 auf bezw. 200, 152 und 95 sank.

In Frankreich entspricht 1 Härtegrad 1 Theil kohlensaurem Kalk ($CaOCO_2$) in 100,000 Theilen Wasser. Man nennt das Wasser weich oder hart je nachdem es unter oder über 20 Grade und sehr hart wenn es über 30 Grade hat.

Als Trinkwasser schmeckt hartes Wasser am besten und kann es als solches bis zu etwa 25 Graden haben, wiewohl auch weiches Wasser gut geniessbar und der Gesundheit zuträglich sein kann. Dagegen eignet sich zum Kochen und Waschen sowie zu industriellen Zwecken besser weiches Wasser. Hartes Wasser nimmt weniger leicht organische Stoffe auf und schützt eiserne Rohrleitungen vor Rostbildung, bildet aber bei mehr als 20 Graden leicht erhärtende Niederschläge in den Röhren. Durch Filtration wird auch die Härte des Wassers vermindert.

Im Allgemeinen ist namentlich das Quellwasser hart und kohlensäurehaltig und daher besonders schmackhaft. Aber während des Rinnens an der Erdoberfläche entweicht die Kohlensäure bald und sowohl die Luft als in den meisten Fällen auch das Erdreich machen durch ihre neutralisirende Wirkung das Wasser in den Flüssen zumeist weich. Nur dort wo es über Kalkfelsen oder Kalkschotter fliesst, kann es sich hart erhalten. Am weichsten ist das Regenwasser, selbes ist aber durch Staub nnd durch aufgenommene Gase der Luft verunreinigt (Vergl. ÖW. 1889, S. 357).

Eisenhaltiges Wasser kann infolge von Ausscheidung von Eisenoxydhydrat, als eines braunen Farbstoffes, für viele Zwecke unbrauchbar sein (z. B. im Haushalt, wodurch Wäsche und Gefässe braun gefärbt werden). Man kann aber das im Wasser gelöste Eisen durch Lüftung unlöslich machen und dann durch Filtern ausscheiden.

Die beste Temperatur für Trinkwasser ist zwischen 7 und 9° C. Zum Schutze gegen Temperatureinflüsse werden Wasser-Leitungen und Behälter unterirdisch angelegt.

2. Erforderliche Wassermengen.

a. Der Wasserbedarf von Ortschaften.

Bei Ortschaften ist der Wasserbedarf in erster Linie von der Einwohnerzahl abhängig, weshalb man bei Wasserversorgungen dieser Art eine gewisse Wassermenge pro Kopf und Tag anzunehmen pflegt. Diese Menge ist jedoch sehr verschieden, nicht nur mit Rücksicht darauf, dass der unmittelbare Verbrauch der Bewohner je nach der Lebensweise und den örtlichen Verhältnissen verschieden ist, sondern auch mit Rücksicht auf andere verschieden vertretenen Verbrauchsquellen, namentlich der Verbrauch zu öffentlichen und industriellen Zwecken

Der unmittelbare **Verbrauch der Bewohner** ist abhängig vom Kulturstandpunkt und der mehr oder weniger verfeinerten Lebenweise, dem Bedarf nach grösserer Reinlichkeit, welcher durch öffentliche Badeanstalten und Badeinrichtungen in den Wohnungen zum Ausdruck kommt, der mehr oder weniger leichten Zugänglichkeit des Wassers und der leichteren Gelegenheit zur Verschwendung desselben etc. Die leichtere Zugänglichkeit des Wassers kommt namentlich dort zum Ausdruck, wo es unmittelbar in die Wohnungen geleitet wird, (gegenüber der Entnahme von öffentlichen Brunnen) während die Möglichkeit von Wasserverschwendungen namentlich von der Art der Kontrolle des Verbrauches abhängt. Von Einfluss ist auch die mehr oder weniger bequeme Art der Beseitigung des unreinen Wassers, abhängig von der Vollkommenheit der Abzugskanäle.

Der **Verbrauch zu öffentlichen Zwecken** ist bedingt durch öffentliche Brunnen, Strassenspülungen etc. sowie durch Feuersbrünste. Von Wichtigkeit ist die Berücksichtigung der **industriellen Anlagen**, welche zuweilen einen sehr grossen Wasserverbrauch bedingen.

Im Allgemeinen pflegt in Anbetracht des Wachsens der Bedürfnisse der Verbrauch pro Kopf und Tag entsprechend zuzunehmen. Nachdem ferner eine solche Anlage für eine längere Zeit ausreichen soll (etwa 20 Jahre), so ist auch auf die Zunahme der Bevölkerung Rücksicht zu nehmen. Im Allgemeinen kann das Gesetz dieser Zunahme durch die Zinseszins-Formel:

$$Z_n = Z\left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$$

ausgedrückt werden, worin Z die angenblickliche Bevölkerungszahl, p den jährlichen Zuwachs in Prozenten und Z_n die Bevölkerungszahl nach n Jahren bedeutet, und wobei p aus einer Reihe von vorhergehenden Jahren bestimmt wird. So betrug nach Lueger in den österreichischen Landeshauptstädten zwischen 1880 und 1890 der jährliche Zuwachs p, in: Wien 2,06 %, Czernowitz 1,74 %, Lemberg 1,54 %, Laibach 1,5 %, Graz 1,37 %, Brünn 1,35 %, Linz 1,36 %, Innsbruck 1,28 %, Troppau 1,06 %, Zara 1,04 %, Salzburg 0,88 %, Triest 0,85 %, Klagenfurt 0,52 %, Görz 0,42 %, Prag 0,31 %.

Nach Annahme der deutschen Gas- und Wasserfachmänner sind für die verschiedenen Bedürfnisse folgende Wassermengen pro Tag und Kopf erforderlich:

1 Einwohner benöthigt zum Trinken, Kochen & Reinigen 20—30 l, zur Wäsche 10—15 l, 1 Soldat in der Kaserne 20 l, 1 Schüler in der Schule 2 l, 1 Kranker im Spital 100—150 l, 1 Pferd 40—50 l, 1 Grossvieh 50 l, 1 Kleinvieh 10 l, 1 Schwein 13 l, 1 Kalb 8 l, 1 Wagenreinigung pro Tag & Stück 200 l, 1 Abortspülung einmal 5—6 l, 1 Pissoir pr. Stand und Stunde 30—60 l, 1 Bad einmal 350 l, Sprengen der Strassen einmal pro 1qm 1,0—1,5 l, Sprengen der Gärten

und Anlagen pro 1 qm einmal 1,5 l, in Schlachthäusern für je 1 Stck. Schlachtvieh 300—400 l, in Markthallen pro Tag und 1 qm 5 l. Zum Löschen einer grösseren Feuersbrunst können etwa 400 bis 1000 cbm Wasser innerhalb 4 Stunden erforderlich sein.

Erfahrungsgemäss liegen die Verbrauchsmengen im Durchschnitt ungefär innerhalb folgender Grenzen:

bei Landgemeinden und kleineren Städten 50 bis 100 l pro Tag und Kopf
bei grösseren Städten . . . . 60 bis 150 l » » »

Es giebt aber auch viele Städte mit einem Verbrauch zwischen 200 und 300 l, und mehr, namentlich in amerikanischen Städten.

Als Anhaltspunkt möge folgende Tabelle über die Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag einiger schwedischer Städte und von Helsingfors im Jahre 1896 angeführt werden (vergl. Tkn. 1897 N:o 157. S. 124).

Stadt.	Einwohnerzahl 1896.	Jahr der ersten Anlage.	Wasserverbrauch		
			Max. l.	Min. l.	Mittel l.
Askersund	1630	1875—76	—	—	40
Eskilstuna	12460	1886	112	60	80
Gefle	25582	1876	184	63,5	115,5
Jönköping	21236	1863—64	100	50	80
Linköping	13066	1875	158,2	91,2	132,3
Lund	15876	1872—74	124,1	34,7	81,6
Malmö	52012	1879	140	72	106
Norrköping	35242	1872—76	156	64	100
Nyköping	6644	1893—94	66,5	27,3	40,2
Stockholm	274608	1859—61	159,8	54,2	95,8
Sundsvall	13930	1878—79	224	88	148
Upsala	22439	1874—75	121	63	84
Vesterås	7170	1887	93	26	50
Örebro	17592	1886	56	36,8	46,5
Östersund	6459	1892—93	116	26	57
Helsingfors	77750	1872—76	90	20	51

Nach Salbach betrug im Jahre 1893 der grösste Wasserverbrauch in 56 deutschen Städten wie folgt:

In 7 Städten 100 bis 119 l, in 16 Städten 120 bis 149 l, in 15 Städten 150 bis 200 und in 18 Städten 200 bis 291 l pro Tag und Kopf. Es dürfte aber nach Salbachs Meinung ein Verbrauch von mehr als 150 l nur durch einen besonders hohen Bedarf der Industrie veranlasst sein (vergl. ÖZ. 1894 N:o 35).

Nach einem Bericht des Oberingenieurs der Wiener Tiefquellen-Wasserleitung Fr. Braikowich betrug im Jahre 1889 der Verbrauch in Wien im Max. 161 l, im Min. 83 l, im Durchschnitt 113 l, ferner im Max. in Essen 153 l, Duisburg 173 l, Hamburg 204 l, Braunschweig 218 l, Freiburg in Bayern 257 l, Bochum 343 l, Dortmund 383 l, Bordeaux 170 l, Paris 210 l, Marseille 460 l, Lyon 678 l, Chicago 600 l, Boston 480 l, New-York 400 l, Baltimore 360, Cincinnati 350 l.

Nach Köpcke steigt in manchen nordamerikanischen Städten der Verbrauch sogar bis zu 1000 l pro Tag und Kopf (CI. 1894).

Im Allgemeinen beträgt in den Städten der kleinste stündliche Verbrauch (in Helsingfors etwa zwischen 3 und 4 Uhr Morgens) ca. 0,7 % und der grösste 12—1 Uhr Mittags) 6 bis 7 % des Tagesverbrauchs, und der höchste Tagesbedarf das $1\frac{1}{2}$ fache des mittleren; es muss daher das Wasserwerk das $1\frac{1}{2}$ fache jener 6—7 %, oder rund 10 % des mittleren Tagesverbrauchs stündlich liefern können.

In den Tagesstunden von 6 Uhr Früh bis 8 Uhr Nachmittags beträgt der Verbrauch etwa 77 bis 85 % vom gesammten Tagesverbrauch. Im Sommer beträgt der durchschnittliche Tagesverbrauch ungef. 125 % des jährlichen Durchschnittverbrauches.

b. Wasserbedarf für Kraftanlagen.

Nachdem 1 Pferdekraft eine Nutzleistung von 75 kg m vorstellt, so ist die Nutzleistung einer Wasserkraftanlage bei einer sekundlichen Wassermenge von Q cbm und einer beim Motor verfügbaren Fallhöhe von H Meter ausgedrückt durch

$$N = \alpha \frac{1000\, QH}{75} \text{ Pfst.}$$

daher die erforderliche Wassermenge

$$Q = \frac{75\, \alpha}{1000} \frac{N}{H} \text{ cbm.}$$

wobei, je nach der Beschaffenheit des Motors, der Wirkungsgrad $\alpha = 0{,}4$ bis $0{,}9$. Setzt man im Mittel $\alpha = 0{,}75$, erhält man

$$N = 10\, QH \text{ und } Q = \frac{N}{10\, H}$$

Ist H' der Höhenunterschied des Wasserspiegels im Ober- und Untergraben, c_1 die Geschwindigkeit mit welcher das Wasser im Obergraben vor dem Motor ankommt und c_2 die Geschwindigkeit mit welcher es nach dem Verlassen des Motors im Untergraben abfliesst, so ist

$$H = H' + \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g}$$

Weitere, zu anderen Zwecken erforderliche Wassermengen sollen später noch besprochen werden.

B. Die Gewinnung des Wassers.

1. Arten des Wasserbezuges.

Bei den Wasserversorgungen können folgende Arten der Gewinnung des Wassers in Frage kommen: Verwendung von unmittelbar gesammeltem Niederschlagwasser, von Tagewasser, und von Grundwasser.

Nachdem das unmittelbare Sammeln von Niederschlagwasser zur Gewinnung grösserer Wassermengen nicht geeignet ist, so pflegt diese Art der Gewinnung nur für den kleineren Gebrauch (mittels Cisternen) zur Anwendung zu kommen, wie dies bereits im I. Theil beschrieben worden ist.

Die weitaus grösste Verwendung zu allen Zwecken findet das Tagewasser, als das am reichlichsten vorkommende und in der Regel am leichtesten zugängliche. Dessen Entnahme geschieht aus Quellen, Flüssen, Teichen, Seen sowie aus künstlichen Stauweihern. — Die Gewinnung von Grundwasser geschieht meistens nur zur Versorgung von Ortschaften, dort wo hiefür brauchbares Tagewasser nicht erhältlich ist, da diese Art der Gewinnung verhältnissmässig kostspielig und zur Beschaffung grösserer Wassermengen weniger geeignet ist.

Im Allgemeinen richtet sich die Art der Gewinnung nach der erforderlichen Beschaffenheit und Menge des Wassers, sowie nach dem disponiblen Anlagekapital. Zur Versorgung von Ortschaften eignet sich am besten Quellwasser, da dieses durch seine natürliche Filterung beim Passiren der Erdschichten verhältnissmässig am meisten frei ist von organischen Verunreinigungen, einen für den Geschmack entsprechenden höheren Härtegrad und eine angenehme Temperatur besitzt. Da oft auch Grundwasser von gleichen Eigenschaften zugänglich ist, so eignet sich zu gleichem Zwecke in vielen Fällen auch die Beschaffung von Grundwasser mittels Brunnen.

2. Anlagen an der Entnahmestelle.

a. Entnahme aus Quellen.

Bei der Entnahme aus Quellen sind behufs Fassung derselben besondere Anlagen erforderlich, bestehend aus Sammelröhren, Sammelkanälen, Sam-

mel — Stuben, — Kammern, — Stollen, oder Gallerien, in welchen sich das Quellwasser sammelt bevor es in die Leitungen gelangt. Die Abmessungen dieser Anlagen sind von der Erstreckung der Quellen, den aufzunehmenden Wassermengen und der allenfalls bedingten Zugänglichkeit der Fassungsräume bedingt. Zum Schutze der von denselben ausgehenden Leitungen gegen Endringen von allenfalls mitgerissenen festen Gegenständen wird der Einlauf zur Leitung zweckmässig mit einem Drahtnetz oder Seiher versehen, welcher zur Verhinderung eines Verstopfens durch Verrosten zweckmässig aus Kupfer, Messing oder Zinkblech bestehen soll. Zum Schutz gegen Frost und Sonnenwärme sollen die Fassungsanlagen wenigstens 2 m unter der Erdoberfläche liegen, und werden behufs Ventilation zweckmässig mit Luftröhren versehen.

Die Stollen erhalten behufs bequemer Begehung eine Höhe von 1,6 bis 1,8 m und eine Breite von 0,7 bis 1,2 m.

Zur Vermeidung eines Verstopfens durch hineinwachsende Wurzeln sind Bäume wenigstens 6 m von den Fassungsanlagen entfernt zu halten.

Taf. V, Fig. 29—29 b. Wassergewinnung mittels Quellenfassung für den Bahnhof Willmenrod. Hiebei kommen mehrere Quellen *a, b, c* (Fig. 29) zur Anwendung, welche durch unterirdische gemauerte Kammern (Fig. 29 a) gefasst sind. Von jedem dieser Behälter führt eine mit Seiher versehene Rohrleitung von kleinerem Durchmesser (entsprechend der Ergiebigkeit der bezügl. Quelle) zu einer gemeinsamen Brunnenstube (Fig. 29 b), von wo das Wasser in die Hauptleitung *B* gelangt. *C* ist ein Überlauf, zur Ableitung des überschüssigen Wassers.

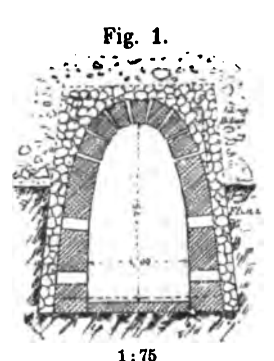
An Stellen wo das Quellwasser nicht an einzelnen Punkten sondern in längeren Strecken längs wasserführen Schichten hervortritt werden für dessen Fassung bei kleineren Wassermengen am einfachsten durchlöcherte Thonröhren (Saugröhren) mit Bohrungen oder Schlitzen von etwa 2 $^1/_2$ cm Weite, und bei grösseren Mengen in offenen Gräben ausgeführte, gemauerte Sammelkanäle angewendet.

Als Beispiel dieser Art möge die Wasserversorgung von *Danzig* angeführt werden, wo das Quellwasser weit ausserhalb des Stadtgebietes durch ein System von Saugröhren und Kanälen von mehreren Kilometern Länge gewonnen wird, von denen erstere eine leichte Weite von 158 bis 235 mm, und letztere 314 und 470 mm Weite und 628 mm Höhe haben. Behufs Aufspeicherung des eingedrungenen Wassers sind in diese Rohrleitungen in gewissen gegenseitigen Abständen Kuppelbrunnen eingebaut.

Taf. V, Fig. 30. Profil der Sammelkanäle der Wasserleitung von Baden-Baden, welche das in einer Bundsteinschicht durchsickernde und af dem darunter liegenden Granit sich fortbewegende Quellwasser fassen, und es in einem unter der Sohle des Kanals verlegtem Betonrohr sammeln und ableiten, während das eindringende unreine Tagewasser an der Kanalsohle gesammelt und besonders abgeleitet wird. Diese Kanäle haben eine Gesammtlänge von ungef. 2000 m.

Nebenstehende Textfig. 1 zeigt die Quellenfassungsanlage der neuen Wasserversorgung von München. Hiebei kamen 17 Quellengruppen zur Anwendung, von denen die meisten in derartigen Sammelstollen gefasst sind, welche wieder in gemeinsame Ableitungsstollen ausmünden. Erstere sind längs einer angeschnittenen wasserführenden Schicht (Flinzoberfläche) geführt, so dass diese in halber Höhe des Profils liegt. Die Ausführung geschah aus Trockenmauerwerk, so dass das Wasser durch die Mauerfugen eintreten kann (Bayr. Industrie- u. Gewerbebl. 1896).

Fig. 1.

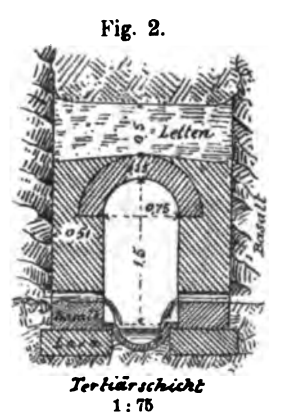


1:75

Sammelkanal der Wasserversorgung von München.

Eine andere Variation einer derartigen Quellenfassungsanlage ist aus Textfig. 2 zu ersehen (Wasserversorgung von Giessen). Die wasserführende Schicht besteht hier aus Ablagerungen der Tertiärformation aus gelbem und weissem Sand und buntem Lehm, welche von einer Basaltschicht überlagert sind, an deren Rand zahlreiche Quellen zu Tage treten. Die Fassung derselben geschieht durch einen Sammelkanal welcher in den festen undurchlässigen Lehm gegründet ist, so dass die Sohle in der Höhe des natürlichen Horizonts der ablaufenden Wässer und die Anlage in einer durchschnittlicher Tiefe von 6 bis 8 m unter der Geländehöhe liegt und der sanft ansteigenden Richtung der Lettenschicht folgt.

Fig. 2.



Tertiärschicht

1:75

Sammelkanal der Wasserversorgung von Giessen.

Der Kanal wurde zum grössten Theil zu Tage ausgeführt. Derselbe besteht in den Fundamenten aus Basaltlava und in den Seitenwänden und im Gewölbe aus hartgebrannten Klinkersteinen in Cementmörtel. Die Seitenwände sind dort wo Wasserzuflüsse vorhanden sind mit geeigneten Öffnungen versehen. Zur Fernhaltung des von oben eindringenden unreinen Tagewassers wurde über dem Gewölbe eine 0,5 m starke Lettenschicht eingestampft, längs welcher das durchsickernde Wasser in der Längenrichtung abgeleitet wird, und schliesslich durch zwei Rohrkanäle austritt. Hiedurch ist es gelungen bei den stärksten Regenfällen und zur Zeit der Schneeschmelze das Quellwasser vor jeder Trübung zu bewahren (DB. 1889, S. 169).

Taf. V, Fig. 31. Sammelkanal für Quellwasser, angelegt an einem Abhange, wobei behufs Einlassung des Quellwassers nur an der Bergseite offene Fugen angebracht sind.

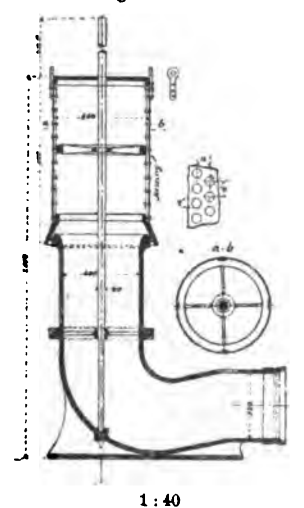
b. Entnahme aus Flüssen, Teichen, Seen.

Bei der Anwendung von Tagewasser behufs Versorgung von Ortschaften soll für die Entnahme eine vor Verunreinigungen möglichst geschützte Stelle, mit ruhigem und möglichst tiefem Wasser gewählt werden. An Stellen wo das Wasser oft trübe zu sein pflegt, ist es angezeigt die Entnahme nahe an der Oberfläche stattfinden zu lassen, wo sich das Wasser durch Ablagerung am meisten rein erhält. Dies geschieht durch Anwendung eines vertikalen Standrohres, durch dessen oberes Ende das Wasser einfliesst, und welches überdies gegen Eindringen von Unreinlichkeiten mit einem Drahtgitter oder Seiher versehen wird. Zum Schutz gegen Zerstörung durch schwimmende Gegenstände werden solche Anlagen oft durch

ein hölzernes oder gemauertes Gehäuse umschlossen welches mit vergitterten Öffnungen versehen wird. Man hat aus diesem Grunde zur grösseren Sicherheit auch das Entnahmerohr nebst Seiher ganz in den Flussboden versenkt.

Taf. V, Fig. 32. Hölzernes Entnahmerohr für kleinere Wasserversorgungen. Das Standrohr ist an einer Seite aufgeschlitzt und der Schlitz mit Einlegebrettchen verschlossen, wodurch die Uberlaufkante je nach dem Wasserstand verschieden hoch gestellt werden kann. Der Schlitz ist überdies mit einem eingelegten Drahtgitter zu versehen.

Fig. 3.



1 : 40
Entnahmerohr der Wasserleitung von Tammerfors.

Fig. 33—34. Eiserne Entnahmerohre mit Seiher. Bei der Anordnung Fig. 34 (Wasserentnahme aus der Marne für die Wasserleitung von Creteil) ist das Rohrende zum besseren Schutz gegen schwimmende Gegenstände nach abwärtz gebogen und von einem gemauerten Behälter umgeben.

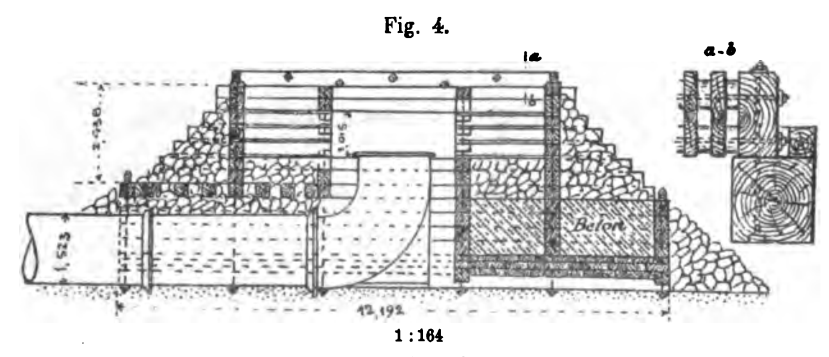
Da der Seiher zeitweilig gereinigt werden muss, ist es angezeigt denselben behufs Erleichterung dieser Operation wie in nebenstehender Textfigur 3 (Tammerfors, Finnland) aufziehbar anzuordnen. Der Seiher besteht hier, aus einem Messingscylinder, mit Löchern von 10 mm Weite und 14 bezw. 16 mm gegenseitigen Abstand von Mitte zu Mitte.

Die Summe der Eintrittsöffnungen solcher Seiher soll mindestens gleich sein dem 1 $^1/_2$ bis 2 fachen Querschnitt der Rohrleitung.

Taf. VI, Fig. 1. Entnahmerohr mit gemauertem Gehäuse, dessen Öffnungen mit einem Drahtgitter versehen zu denken sind.

» Fig. 2. Entnahmerohr der Wasserleitung von Worms, wobei der konische Seiher von einer Steinpackung umschlossen und zur grösseren Sicherheit gegen Stösse durch schwimmende Gegenstände in den Flussboden versenkt ist.

Fig. 4.



1 : 164
Wasserentnahme-Anlage im Michigan-See.

Nebenstehende Textfig. 4 zeigt eine neuere amerikanische Anordnung der Wasserentnahme aus dem Michigan-See (Wasserleitung von Milwauke), wobei die auf grössere Tiefe versenkte Rohrmündung von einem achteckigen, mit Beton und Stein-

schüttung gefüllten Holzkasten umschlossen ist. Oben ist der Kasten durch ein aus hochkantig gestellten Bohlen bestehendes Gitter abgeschlossen (GC. 1896 I, Pl. VIII).

Taf. VI, Fig. 3. Wasserentnahme aus Flüssen etc. mittels Saugkanal, bestehend aus einem im durchlässigen Ufer unter der Wasserfläche angelegten Kanal in welchen das Wasser durchsickert.

» Fig. 4—5. Wasserentnahme aus Flüssen in offene Leitungen (Fabriksgräben, Bewässerungskanäle etc.). Behufs Ableitung des Wassers in den Graben (Kanal) *K* muss dasselbe in der Regel mittels eines Wehres *W* aufgestaut werden. Um den Kanal im Bedarfsfall trockenlegen zu können (bei Reparaturen etc.) ist derselbe an der Mündung in der Regel mittels Schützen *c* absperrbar. Das Wehr ist meistens ein festes, oder kann sonst aus einem festen Theil *a* und einem beweglichen Theil *b* (Freiarche) bestehen, oder der ganzen Länge nach beweglich sein (Siehe hierüber im I. Theil).

» Fig. 6. Wasserentnahme aus einem Teich in einen mittels Schütze *S* absperrbaren Graben. Ein Gitter *B* schützt die Mündung gegen das Eindringen von schwimmenden Gegenständen.

c. Wassergewinnung aus Stauweihern.

Stauweiher (Reservoire) sind künstliche Teiche oder Seen, hervorgebracht durch Abschliessung von Thälern mittels s. g. Thalsperren, Stau-, Absperr- oder Abschlussdämmen, behufs Aufspeicherung der zufliessenden Tagewässer. Diese Art der Wasserbeschaffung kan für alle Zwecke der Wasserversorgung zur Anwendung kommen, an Stellen wo die örtlichen Verhältnisse diese Gewinnungsart günstiger erscheinen lassen als andere. Hiebei kann je nach den örtlichen Bedingungen (Beschaffenheit des Bodens etc.) auf die Gewinnung von etwa 30 bis 60 % der gesammten, jenem Behälter zufliessenden Niederschlagmenge gerechnet werden. [1])

Die Konstruktion der Thalsperren richtet sich hauptsächlich nach der Höhe derselben, der Beschaffenheit des Bodens und dem zur Verfügung stehenden Material. Die Höhe ergiebt sich aus der erforderlichen Menge des aufgespeicherten Wassers, so dass es bei allen zu verschiedenen Zeiten vorkommenden Zuflussverhältnissen für den jeweiligen Verbrauch ausreicht. In Bezug auf das Material kommen zur Anwendung: Erddämme, Dämme aus losem Steinmaterial (mit und ohne Holzgerippen), gemauerte Dämme (Staumauern), sowie Kombinationen von Erdschüttung und Mauerwerk.

In Europa werden gegenwärtig fast ausschliesslich nur Erddämme und gemauerte Thalsperren verwendet, und zwar erstere dort wo bei leicht erhältlichem geeignetem Erdmaterial der Anschluss an undurchlässigen Erd-Boden stattfinden kann, während bei letzteren in der Regel der Anschluss an den Fels-

[1]) Ausser zur Wassergewinnung werden Stauweiher auch als s. g. Retensionsbehälter ausgeführt, behufs Zurückhaltens und allmählichen Ablassens gefährlicher Hochwässer.

boden gesucht werden muss. Die übrigen Arten von Staudämmen dagegen, welche im Allgemeinen einen geringeren Sicherheitsgrad erbieten, sind vorzugsweise in Amerika üblich.

Zur Beseitigung der am Boden der Stauweiher sich sammelnden festen Niederschläge werden die Stauweiher zeitweilig (jährlich oder wenigstens jedes dritte bis vierte Jahr einmal, solange die Massen noch locker sind) entleert. Die Räumung der angesammelten Massen geschieht dann, je nach Beschaffenheit derselben, durch Spülung, Grabung oder Baggerung.

Erddamm-Thalsperren.

Dieselben erhalten ein trapezförmiges Querprofil mit einfachen oder durch Bermen abgetreppten Seitenböschungen, welche auf der Wasserseite gewöhnlich gepflastert und auf der Thalseite mittels Rasen befestigt werden. Da der Rauminhalt derartiger Dämme mit der Höhe rasch zunimmt und solche Erdschüttungen infolge der nothwendigen sorgfältigen Ausführung verhältnissmässig kostspielig sind, so sind Erddämme im Allgemeinen nur vortheilhaft bei Höhen bis zu etwa 30 m. Die Kronenbreite soll in der Regel ungefähr $^1/_3$ der Höhe, wenigstens aber 4 m betragen.

Solche Dämme sollen stets nur auf undurchlässigem erdigem, von pflanzlichen Theilen freiem Untergrund angeschüttet werden, da nur in diesem Falle die nöthige innige Verbindung zwischen dem natürlichen Boden und der Anschüttung zu erreichen ist. Zu diesem Zwecke soll stets die oberste Vegetationschichte bis zum festen reinen Erdboden abgehoben und die so gewonnene Basis durch Graben oder Pflügen derart rauh gemacht werden, dass eine innige Verbindung des angeschütteten mit dem gewachsenen Erdboden eintreten kann. Zu gleichem Zwecke sowie auch gegen ein allfälliges Gleiten des Dammes lässt man denselben auch zahnartig in den Boden eingreifen.

Bei durchlässigem Untergrund, oder undichter Schüttung, kann ein Durchsickern des Wassers und dadurch ein Unterspülen, bezw. ein Durchbruch des Dammes eintreten. Man lässt daher zweckmässig namentlich den Fuss der wasserseitigen Böschung in den wasserdichten Boden entsprechend tief eingreifen, nebstdem er event. noch durch eine vorgebaute Mauer gedichtet wird.

Das anzuwendende Erdmaterial soll möglichst aus sandigem Lehm bestehen und frei sein von pflanzlichen, der Verwesung unterworfenen Stoffen. Der Thongehalt soll etwa 35 bis 40 % betragen, man ist aber in einzelnen Fällen auch bis zu 66 % gegangen. Die Mischung (Puddle) wird allenfalls auch künstlich erzeugt. Das Auftragen des Erdmaterials soll in nach der Wasserseite zu fallenden Schichten von 10 bis 25 cm Dicke geschehen, welche mit Wasser gehörig

anzufeuchten und durch Stampfen oder Walzen (mittels Pferde- oder Dampfwalzen) möglichst zu verdichten sind. Jede Schichtenfläche soll vor dem Auftragen der nächsten Schicht befeuchtet werden.

So wurde beispielsweise bei allen vom österreichischen Montan-Aerar hergestellten Stauweihern das Dammmaterial nicht nur getreten, sondern auch so lange mit hölzernen oder eisernen Stösseln gedichtet, bis dasselbe von einem dagegen gepressten dünnen stumpfen Stocke keinen Eindruck mehr annahm (vergl. ÖZ. 1897, S. 333).

Bei der in den Jahren 1880—82 ausgeführten Erhöhung der Erddämme des Stauweihers von Gondrexang zur Wasserversorgung des Rhein-Marne-Kanals, dienten zur Verdichtung des Auftrages gusseiserne Stampfer (Erdstössel) von der in Fig. 37 Taf. XI ersichtlichen Anordnung, 15 bis 18 kg schwer (von einem Mann zu bedienen), Walzen entsprechend Fig. 38, Taf. XI, sowie s. g. Klatschen aus Eichenholz zum Schlagen der Böschungen, 2 m lang, unten auf 0,8 m Länge prismatisch, mit dem Querschnitt 0,2 × 0,2 m, oben zum Anfassen rund mit 8 cm Durchmesser. Die Walzen bestanden aus 11 Stck. gusseisernen Rädern welche an zwei Achsen so angebracht waren, dass die Räder der einen Achse zwischen diejenigen der anderen eingriffen. Die Achsen trugen einen kastenförmigen Behälter für die aus Bruchsteinen bestehende Belastung. Das Gewicht betrug unbeladen 1000 kg, beladen bis zu 2800 kg. — Die Erde wurde in Schichten von 0,25 m Höhe aufgebracht, wobei es nicht gestattet war, Erdschollen in den Auftrag zu bringen, sondern durften die einzelnen Knollen höchstens Faustgrösse haben. Da das Walzen sowohl in Bezug auf die Güte der Arbeit als auch wegen der grösseren Billigkeit den Vorzug verdient, so wurde das Stampfen nur dort angewendet, wo das Walzen wegen Raummangel für die Zugpferde nicht ausführbar war. Zum Ziehen wurden 6 Pferde benutzt. Die auf ca. 100 m Länge lose aufgeschüttete Erde wurde mit unbeladener Walze so lange befahren, bis eine gewisse Dichtung und Ebnung des Bodens erricht wurde, worauf nach und nach Bruchsteine aufgeladen und so lange befahren wurde, bis eine Bewegung des Bodens vor und nach der Walze nicht mehr bemerkt werden konnte. Man überzeugte sich von der genügenden Verdichtung durch Einstecken eines spitzen Stockes, der nicht tiefer eindringen durfte als in den gewachsenen Boden, nämlich etwa 15 cm. Im Durchschnitt genügten hiefür 15 Walzengänge, und verringerte sich dabei die Höhe der Auftragschicht um etwa ein Drittel. Der Boden durfte hiebei weder zu nass noch zu trocken sein, da im ersteren Falle die Erde an der Walze anklebte und die Arbeit verhinderte, während sich trockener Thonboden gar nicht komprimiren liess. Am besten ist es, den Boden bei natürlicher Feuchtigkeit einzustampfen oder zu walzen. Die Kosten des Verdichtens betrugen im Durchschnitt 0,198 M. pro 1 cbm Auftrag im verdichtetem Zustand.

Die Krone des Dammes soll gegen ein Überstürzen der Wellen wenigstens 1 bis 1 ½ m über dem höchsten Wasserstand stehen und zu gleichem Zwecke mit einer Schutzmauer (Wellenbrecher) versehen sein.

Dort wo ein genügend dichtes Erdmaterial schwer erhältlich ist, kann auch nach der namentlich in England gebräuchlichen Weise in der Mitte des Dammes ein Lehmkern (Thonkern) von 3 bis 5 m Dicke zur Anwendung kommen, welcher bis zum undurchlässigen Boden (event. bis zum Felsboden) niedergeführt und zu beiden Seiten von gewöhnlicher guter Erde eingeschlossen wird. Besser ist es, wenn statt dessen an der wasserseitigen Böschung eine von oben nach nnten an Dicke zunehmen-

der Lehmschlag (eventuell nebst einem Lehmkern) angebracht wird. In neuerer Zeit wurden in Amerika derartige Kerne auch aus Beton oder aus Mauerwerk hergestellt.

Die Wasserentnahme bei Erddämmen geschieht durch einen in passender Höhe über der Thalsohle angebrachten Ablass, bestehend aus einem eisernen Rohr oder einem gemauerten Kanal (Durchlass), dessen Abschluss mittels Schütze oder Schieber oder in anderer Weise geschieht, und von welchem das Wasser in eine Rohrleitung, in einen bedeckten oder unbedeckten Kanal oder in das alte Bett an der Thalsohle abfliesst. Nachdem aber bei eisernen Durchlässen ein dichter Anschluss des Erdreichs schwer zu erlangen ist, sind diese weniger zu empfehlen als die gemauerten. Befindet sich dieser Ablass nicht an der tiefsten Stelle des Thales, so wird dort behufs zeitweiliger vollständiger Räumung des Stauweihers noch ein Grundablass gleicher Art angelegt. Diese Ablasse sollen auf festem Boden gegründet sein, da sie sonst bei Setzungen leicht zerbrochen werden, und dadurch das Erdreich der Gefahr des Ausspülens ausgesetzt ist. Wegen der Schwierigkeit einen dichten Anschluss des Erdreichs an solche Durchlässe zu erreichen, sind zu gleichem Zwecke auch im natürlichen Felsboden ausgesprengte Ablassstollen zur Anwendung gekommen.

Zur Ableitung des überflüssigen Wassers ist aber ausserdem noch ein besonderer Überfall erforderlich welcher gewöhnlich seitwärtz an das Gebirge angeschlossen und als Überfallwehr auszuführen ist. Die Krone dieser Überfälle pflegt bis zu etwa 2 bis 4 m tief unter der Dammkrone angelegt zu werden, während die Breite der abzuleitenden Wassermenge entsprechend angenommen wird. Es ist von Wichtigkeit dass der Querschnitt der Überfallsöffnung reichlich bemessen wird, um bei ungewöhnlich starken Hochwässern ein Überstürzen der Dammkrone zu vermeiden, was ein Zerstören des Dammes durch Lockerung des Schüttungsbodens und Unterwaschung des Dammfusses zur Folge haben kann.

An Stellen wo eine grössere Standsicherheit erforderlich ist, wird bei Berechnung der Sicherheit des Dammes gegen Verschiebung an der Sohle oder irgend einer anderen Schichte, ein allfälliges Eindringen des Wassers in diese Schichte angenommen, und dann ausser dem Eigengewichte der oberhalb befindlichen Erdmasse und dem auf die innere Böschung wirkenden Wasserdruck, auch noch der in der fraglichen Schichte wirkende Auftrieb berücksichtigt.

Taf. VI, Fig. 7. Lageplan des Mouche- und des Liez-Reservoirs bei Langres, zur Speisung des Marne-Saône Kanals. Beide Stauweiher sind bei einer grössten Wassertiefe von bezw. 20,1 und 16,53 m mittels Erddämmen abgesperrt, und stehen durch besondere Speisegräben (Zubringer) *z* mit dem fragl. Kanal in Verbindung.

» Fig. 8—9 e. Anordnung des Abschluss-Dammes des Liez-Reservoirs. Fig. 8 zeigt den Grundriss, Fig. 9 den Aufriss und Fig. 9 a den Querschnitt des Dammes. Als Material kam bei demselben eine Mischung von $^2/_8$ Thon

und $^1/_3$ Sand zur Anwendung. Behufs Erreichung eines dichten Anschlusses an den Erdboden und gegen eine event. Verschiebung des Dammes greift derselbe zahnartig in den vorher theilweise abgegrabenen Boden ein (Fig. 9 a), nebstdem der wasserseitige Böschungsfuss eine besondere Sicherung durch tieferes Eingreifen und eine vorgebaute Mauer erhielt. Die Böschungen haben Bermen und sind auf der Wasserseite gepflastert. Die Krone ist mit einer Schutzmauer gegen das Überstürzen der Wellen versehen.

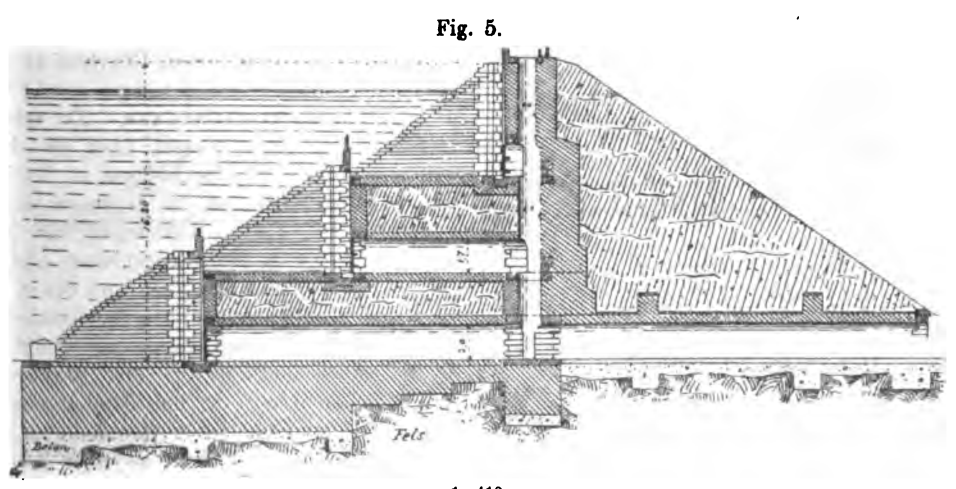
Im Aufriss (Fig. 9) ist *E* der Speiseablass, *G* der Grundablass und *I* der Überlauf.

Aus Fig. 9 b—9 c sind der Längenschnitt und Aufriss des Speiseablass-Kanales zu ersehen. Derselbe besteht aus einem gemauerten Durchlass, welcher von einem unter der Dammkrone befindlichen Brunnen ausgeht und durch zwei über einander befindliche Schützen verschliessbar ist, die von der Dammkrone aus gehandhabt werden können. Hiebei wird der Aufzug dadurch erleichtert, dass bei höberem Wasserstand nur die obere Schütze aufgezogen and dabei ein kleinerer Wasserdruck überwunden zu werden braucht, als wenn nur an der Sohle eineSchütze vorhanden wäre. Der Zufluss zum Brunnen wird durch zwei lothrechte Mauern frei gehalten, welche gegen den auf sie wirkenden Erddruck durch eine Anzahl Spannbögen mit einander verbunden sind.

Fig. 9 a—9 e, zeigen bezw. den Längenschnitt des Grundablasses und den Querschnitt des Überlaufes.

Am Mouche-Reservoir hat der Absperrdamm, bei gleicher allgemeiner Anordnung wie beim vorigen, eine Höhe von 22 m, eine Breite an der Basis von 340,77 m und eine Krone welche einen Fahrweg von 5 m Breite und beiderseitige Gehwege von 1 m Breite aufnimmt. Die äussere Böschung ist in gegenzeitigen lothrechten Abständen von 6 m von drei Bermen unterbrochen, welche 2 m Breite und eine Neigung von 1 : 10 haben. Die Böschungsabschnitte zwischen den Bermen haben hier von unten nach oben eine Neigung von 1 : 2 $^1/_4$, 1 : 2, 1 : 1 $^1/_4$ und 1 : 1 $^1/_2$. Die wasserseitige Böschung ist gepflastert und gleichfalls durch Bermen unterbrochen (in gegenseitigen Abständen von 2 m) und haben die einzelnen Böschungsabschnitte von unten nach oben eine Neigung von 34° 35° 36° . . bis 45°. Die Ablasse sind hier von gleicher Anordnung wie beim Liez-Reservoir.

Fig. 5.



1 : 410
Reservoir von Montobry.

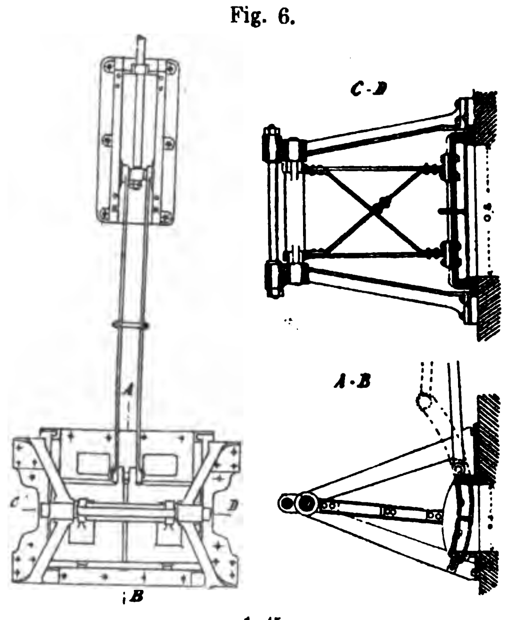
Textfig. 5 zeigt eine andere Variation eines derartigen Ablasses, mit drei über einander befindlichen Schützen (Reservoir von Montobry, am Canal du Centre,

ausgeführt 1859—61). Die Erdschüttung ist hier bis zum Felsboden niedergeführt und in denselben theilweise eingesprengt. Die Anlage für die Wasserentnahme besteht aus einem in den Damm eingebauten Brunnen von 1,1 m Dmr., welcher unten in einen mittels Schütze verschliessbaren Durchlass von 1 m Breite und 2 m Höhe ausmündet. Über diesem Durchlass befinden sich noch zwei andere mit Schützen verschliessbare Einlässe. Sämmtliche Schützen können vom Scheitel des Dammes aus gehoben werden (GC. 1895 II. N:o 678).

Taf. **VI**, Fig. 10—12 a. Älterer Staudamm am Torcy-Reservoir (Canal du Centre). Bei dieser Anlage ist der Erddamm auf der Wasserseite mit Mauerwerk bekleidet. Diese Anordnung hat sich in soferne nicht bewährt, als diese Mauern im aufgefüllten Boden durch ungleichförmige Senkungen beschädigt wurden und nachträglich durch Gegenpfeiler verstärkt werden mussten, welche stellenweise bis zum Dammfuss hinabreichen.

» Fig. 13. Staudamm am Torcy-Neuf-Reservoir. Dieser in neuerer Zeit (1883—87) ausgeführte Stauweiher bedeckt eine Fläche von 116 ha, hat einen Umfang von 15 km, eine grösste Stauhöhe von 14,5 m und einen Fassungsraum von 8 767 000 cbm. Der Absperrdamm besteht aus sandigem Thon (34 % Thon und 66 % Sand). Die wasserseitige Böschung ist mit einer 0,5 m starken Bruchsteinmauer von 0,25 m Dicke auf Betonunterlage von 0,25 m Dicke abgedeckt und in unter 45° geneigte Stufen von 1,5 m Höhe getheilt, welche durch 0,9 m und 2,0 m breite Bermen unterbrochen sind. Die Krone liegt 1.8 m über dem höchsten Wasserspiegel und ist mit einer Schutzmauer von 1,2 m Höhe versehen. Die Erde für die Dammschüttung wurde in Schichten von 10 cm aufgetragen, mit Kalkpulver (30 kg pro 1 cbm) vermengt, befeuchtet und mittels Dampf- und Pferdewalzen von bezw. 5000 und 1200 kg Gewicht komprimirt (auf 7,5 cm Dicke). Mit ersterer konnten 500 cbm und mit letzterer 80 cbm Erde täglich komprimirt werden. Die Verdichtung wurde als genügend angesehen wenn ein Stab von 1 qcm Querschnitt bei 100 kg Belastung nicht tiefer als 1 m eindrang. Der Preis für die Verdichtung betrug, alle Arbeiten einberechnet, 0,23 Frcs pro 1 cbm Damm.

Fig. 6.



Cylinderschütze beim Torcy-Neuf Reservoir.

Die Wasserentnahme geschieht hier aus einem gemauerten Durchlass welcher am Fusse der wasserseitigen Böschung in einen Brunnen ausmündet. Dieser Brunnen dient sowohl als Überlauf (nebst einem Überlauf an Brunnen der Dammkrone), als Speise-Ablass, als auch als Grundablass. Zu ersterem Zwecke fliesst das Wasser über die oberste Kante, während für die Ablässe an den Wänden in drei Absätzen, in gegenseitigen Entfernungen von 4,8 m, Öffnungen von 0,8 m Breite und 0,4 m Höhe angebracht sind, welche durch Cylinder-Schützen von der in Textfig. 6 ersichtlichen Anordnung geschlossen sind.

Ist F die Oberfläche der Schütze, f deren Anschlussflache, p der Wasserdruck pro Flächeneinheit, r der Halbmesser der Drehachse und R jener der Schütze sowie φ der Reibungskoefficient, so wäre bei einer gewöhnlichen Schütze gleicher Grösse die erforderliche Zugkraft $P' = \varphi p F$, während für die Cylinderschütze bei vollkommen dichtem Anschluss

$$P = \varphi p\left(F\frac{r}{R} + f\right),\ \text{daher}$$

$$\frac{P}{P'} = \frac{r}{R} + \frac{f}{F}$$

Da im vorliegenden Falle

$r = 0{,}09$ m, $R = 1{,}0$ m, $f = 0{,}014$, $F = 0{,}420$ so ergiebt sich

$\frac{P}{P'} = 0{,}123$ (Vergl. ÖW. 1888 N:o 47. — NA. 1891, S. 50. — GC. 1895 II. N:o 678).

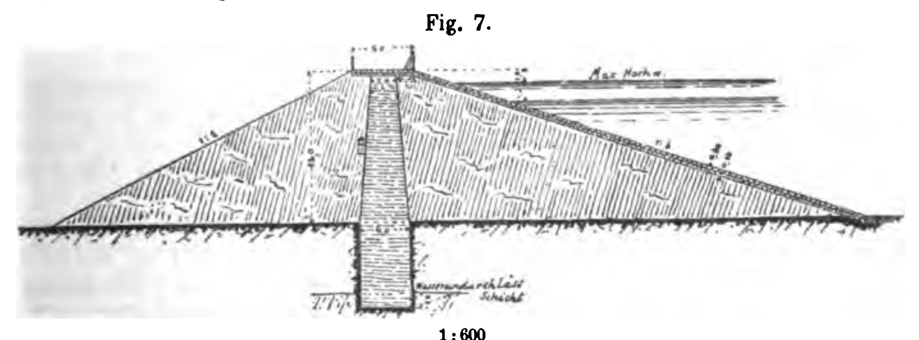
Taf. VI, Fig. 14. Gründung des Staudammes von Muley Aagoun. Da sich hier der dichte Boden erst in grösserer Tiefe befindet, wurde behufs Erreichung eines dichten Anschlusses ein Theil des Dammes in Form einer Wand von 3 m Dicke bis zu dem auf 12 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführt.

» Fig. 15. Dichtung des Staudammes von Paroy (Rhein-Marne-Kanal). Der aus Mergel bestehende Dammkörper wurde auf der Wasserseite mittels einer Schicht von sandhaltigem Thonschlag abgedichtet, nebstdem am Fusse die Erdschüttung bis zu tieferen Erdschichten niedergeführt wurde und eine Dichtungsmauer vorgebaut erhielt.

» Fig. 16—16 a. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern (am Speise-Reservoir des Birmingham-Warwick Kanals). Die Wasserentnahme geschieht hier mittels einer eisernen Rohrleitung, welche an der äusseren Seite mittels eines Hahnes *H*, und auf der Wasserseite durch eine Klappe *A* geschlossen ist, welche von der Dammkrone aus mittels Kette und Winde bewegt wird. Durch diesen wasserseitigen Verschluss wird ein Verstopfen des Rohres durch Eindringen von Unreinlichkeiten vermieden.

» Fig. 17. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern und Ablass in Form eines Heberrohres, welche Anordnung gegenüber der vorigen den Vortheil hat, dass hiebei durch die Rohrleitung der Damm nicht undicht werden kann. Die Ingangsetzung des Hebers geschieht durch Auspumpen der Luft mittels einer am Scheitel angebrachten Pumpe.

Fig. 7.



1:600

Der Wolfgraben-Staudamm der neuen Wienthal-Wasserleitung.

NebenstehendeTextfigur 7 zeigt eine neuere derartige Staudammanlage mit Lehmkern, nämlich den Wolfgraben-Staudamm bei Wien, nach dem ursprünglichen, zur Ausführung genehmigten Projekte. Der Damm hat 12 m Höhe und ca. 250 m Länge. Der in beträchtlicher Dicke ausgeführte Lehmkern ist bis in die auf ca. $5^1/_2$ Tiefe unter der Erdfläche gelegene wasserdichte Erdschicht, 1 m tief in dieselbe eingreifend, niedergeführt. Die wasserseitige Böschung und die Dammkrone

sind gepflastert. Zum Schutze gegen das Überschlagen der Wellen wurde ursprünglich statt der sonst üblichen Schutzmauer nur eine Bohlenwand projektirt (uZ. 1897).

Fig. 8.

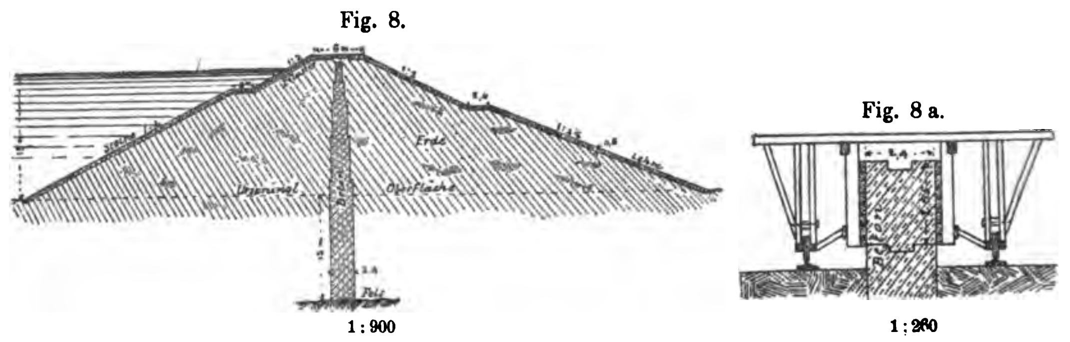


Fig. 8 a.

1 : 900 1 : 260

Sudbury-Staudamm der Wasserversorgung von Boston.

In neuerer Zeit kamen in Amerika, statt derartiger Lehmkerne auch Kerne aus Beton zur Anwendung. Eine derartige Anordnung zeigt der im Jahre 1893 erbaute Sudbury-Staudamm der Bostoner Wasserversorgung (Textfig. 8—8 a), welcher einen bis zu dem in 13 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführten Betonkern von 2,4 m unterer Dicke enthält. Die Herstellung des Betonkernes geschah in Schichten entsprechend Fig. 8 a, mittels eines auf Schienen fahrbaren Gerüstes, in der Art, dass jede Schicht von 2,55 m Höhe mit einer kräftigen Verzahnung in die darunter liegende Schicht eingreift. Der Beton besteht aus einer Mischung von 1 : 2 : 5 und wurde der Kern mit Cement verputzt. Im Kerne wurden eiserne Rohre von 15 cm Weite von unten senkrecht hochgeführt, um daran später etwaige Beschädigungen bezw. Undichtigkeiten des Kernes beobachteu zu können (ZfB. 1895, Ergänz. Heft. S. 91). [1])

Taf. A, Fig. 1—1 e. Weiteres Beispiel dieser Art, die gesammte Anlage des Soutborough-Staudammes (Damm N:o 5) des Wasserwerkes von Boston darstellend. Wie aus dem Grundriss Fig. 1 zu ersehen, besteht dieser 594 m lange Staudamm aus zwei seitlichen Erddämmen und einem mittleren Überfalldamm aus Mauerwerk von 91 m Länge. Fig. 1 a zeigt den Querschnitt der Erddämme, welche einen Betonkern nebst einem Lehmkern enthalten. Ersterer ist in den Felsboden eingesprengt, hat an der Sohle und an der Krone eine Dicke von bezw. 3,0 und 0,6 m und ist auf der Wasserseite mit Cement verputzt. Der Überfalldamm (Fig. 1 b) besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung und ist gleichfalls in den Felsen eingesprengt. Die Wasserentnahme geschieht aus einem dreitheiligen Brunnen (Fig. 1 e) mit je einem in einer Betonbettung eingelegten Ablaufrohr von 1,2 m Dmr. (Engg. Nws. 1895, April).

» Fig. 2—2 c. Staudamm der Wasserleitung von Scutari-Kadikeui, ausgeführt im Jahre 1890. Derselbe hat eine Länge von 314 m, wovon 175 m auf einen Erddamm, 83 m auf einen Steindamm und in dessen Verlängerung 56 m auf einen gemauerten Überlauf entfallen (Fig. 2). Der Erddamm (Fig. 2 a) hat eine doppelte Dichtung, bestehend aus einem bis zum Felsboden niedergeführten Lehmkern von 3 m Dicke in der Höhe der Erdfläche, 1,0 m an der Krone und 1,2 m an der Sohle, und einem ca. 2 m unter den Böschungen durchgehenden Lehmschlag, dessen Dicke auf der Wasserseite von oben nach unten von ca. 0,4 m bis 1,0 m zunimmt. Die Wasserentnahme geschieht entsprechend Fig. 2 c, aus einem mit mehreren Schleusen von 800 m Dmr. versehenen Brunnen.

[1]) Einen ebensolchen Kern aus Bruchsteinmauerwerk zeigt die später besprochene neue Croton-Thalsperre bei New-York (Taf. A, Fig. 4 b).

Taf. **VI**, Fig. 18—18 b. Staudamm am Reservoir von Orédon, welcher auf der wasserseitigen Böschung mit einer gepflasterten Betonschüttung gedichtet ist. Unmittelbar unter dem Pflaster befindet sich eine ca. 0,7 m dicke Schicht von Asphaltbeton, worauf der Cementbeton, in einer von oben nach unten, von 0,6 bis 2,0 m zunehmenden Dicke, folgt. Unter dieser Betonschüttung befinden sich Steindrains, welche das allenfalls durchsickernde Wasser in einen Sammelkanal *C* ableiten, und so dessen Eindringen in das Erdrech verhindern sollen.

Im Allgemeinen erscheint eine solche blosse Betondichtung an der wasserseitigen Böschung weniger zweckmässig als die vorigen Anordnungen, da durch die Setzungen des Dammes diese Betonschicht leicht undicht wird (leichter als eine solche Schicht aus Lehm oder ein Lehm- oder Betonkern), wie dies die Erfahrung, beispielsweise am Torcy-Reservoir gezeigt hat.

Diese Anlage befindet sich am Ablauf des Neste-Flusses aus dem See von Orédon, und bezweckt eine Regelung des Abflusses zur Vermeidung von Überschwemmungen und zur Verschaffung einer stets genügenden Wassermenge zu industriellen und landwirtschaftlichen Zwecken. Vorher pflegte der Fluss zur Sommerzeit meistens trocken zu sein.

Staudämme aus Trockenmauerwerk, mit und ohne Holzgerippen.

Solche hauptsächlich in Amerika verwendete Trockenmauer-Staudämme haben die gleiche Anordnung wie die gleichartigen, im I. Theile dieses Werkes beschriebenen Wehre. Deren Dichtung geschieht durch Anbringung eines wasserdichten Bohlenbelages auf der wasserseitigen Böschung.

Gegenüber Erddämmen haben diese Anlagen den Vortheil stellenweiser leichterer Zugänglichkeit des Materials, einfacherer Ausführung, sowie dass sie von durchsickerndem Wasser nicht so leicht zerstört werden wie Erddämme. Dagegen haben dieselben den Nachtheil der Schwierigkeit einer genügenden Abdichtung bezw. der Vermeidung grösserer Wasserverluste, und den Nachtheil, dass die Holztheile einer baldigen Zerstörung durch Fäulniss ausgesetzt sind.

Taf. **VI**, Fig. 19. Kleiner Staudamm am s. g. Bowman-Reservoir in Californien, bestehend aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung (Crib-work) auf Felsboden. Die grösste Wassertiefe beträgt hier 14,4 m. Der Bohlenbelag ist in der Längenrichtung des Dammes auf Querhölzern befestigt.

Ein zweiter grösserer Bowman-Damm hat eine Höhe von 31 m, eine Kronenlänge von 129,5 m, und kostete M. 528,000 (CBl. 1890, S. 133).

» Fig. 20. Californischer Staudamm (»Englischer Damm«) bestehend aus einer Kombination von Holzgerippe mit Steinen *c*, unregelmässiger Steinschüttung ohne Holz *b* und geschichtetem Trockenmauerwerk *a*. Die Abdichtung besteht hier ausser dem Bohlenbelage *d* auch noch aus einer bis zur halben Dammhöhe reichenden Erdschüttung *e*. Der Boden besteht aus hartem Schiefer.

» Fig. 21. Californischer Staudamm aus geschichtetem Trockenmauerwerk und einem Kern von unregelmässiger Steinschüttung ohne Holzgerippe. Der Bohlenbelag hat eine Stärke von 7 cm und ist auf Querbalken von 30 cm Stärke ausgelegt. Die grösste Höhe des Dammes beträgt 23 m die Kronenbreite 2 m und die grösste Wassertiefe 21,4 m.

Von gleicher Art war der im Jahre 1890 zerstörte Walnut-Grove Damm in Nordamerika (im Hassayampa-Flusse, Arizona, unterhalb Prescott). Derselbe hatte eine Höhe von 33,5 m, eine Dicke von 3,1 m an der Krone und von 43 m an der Basis, bei einer inneren und äusseren Anlage von bezw. 1 : 0,5 und 1 : 0,6. Bei der Herstellung wurden auf eine Dicke von 6,1 m unter den Böschungen die grösseren Steinblöcke möglichst in Verband gelegt, während das Innere aus einer Schüttung von kleineren Steinen bestand. Die Innenseite war mit doppelten Bohlen von 7 $^1/_2$ cm Stärke in der Art bekleidet, dass die untere Lage an wagrechten Hölzern von 20×20 cm Querschnitt und 0,9 m lichtem Abstand befestigt und letztere mit schrägstehenden Rundhölzern verkämmt und verbolzt waren. Vor dem Aufbringen des oberen Belages wurde der untere mit Kalkmilch getüncht und mit Theerpappe überzogen. Die obere Bekleidung wurde zunächst auch mit Kalkmilch und dann mit heissem Theer gestrichen, worauf eine doppelte Lage von Theerpappe aufgenagelt wurde. Nichtsdestoweniger leckte der Damm bei der ersten Füllung beträchtlich, wonach aber in der Folge die Undichtigkeit erheblich abnahm. Die Anlagekosten betrugen M. 440,000.

Als Ursache des Bruches wurde die Unzulänglichkeit des Fluthabflusses angenommen, infolge dessen das Fluthwasser den Damm überströmt und die äussere Steinbekleidung fortgerissen hätte. Hiebei sollen 150 Menschen das Leben verloren haben (CBl. 1890, S. 133).

Gemauerte Staudämme (Staumauern).

Die Staumauern werden meistens aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung in Cementmörtel hergestellt. Dieselben erhalten ein Querprofil von sehr verschiedener seitlicher Begrenzung, bestehend in einfachen oder gebrochenen Ebenen, abgetreppten, konkav oder konkav und konvex gekrümmten Flächen.

Behufs Erreichung genügender Dichtigkeit und Standfestigkeit müssen gemauerte Staudämme auf festem und wasserdichtem Boden gegründet, also in der Regel bis zum festen Felsboden niedergeführt sein.

Taf. A, Fig. 3—3a zeigt ein Beispiel der Folgen der Ausserachtlassung dieser Regel, nämlich die Unterspülung einer Reservoirmauer der Wasserversorgung von Saint-Louis. Es ist dies eine Scheidemauer zwischen zwei Reservoiren, welche auf durchlässigen Sand- und Schlammboden gegründet wurde, welcher an der Oberfläche eine wasserdichte Abdeckung erhielt, bestehend aus einer Thonschicht von 0,45 m Dicke und darauf einer Betonschicht von 0,152 m Dicke. Der Durchbruch erfolgte in der Nacht vom 12. Oktober 1895 als das eine Reservoir gefüllt und das andere leer war. Das Wasser drang unter der Mauer durch und bildete einen Kolk von 3,65 m Tiefe und 18,6 m Breite. Wie aus den Figuren zu ersehen blieb die Mauer über dem Kolke unbeschädigt hängen. Die Wiederherstellung geschah durch Ausfüllung des Kolkes mit Mauerwerk (Engg. Nws. 1895 II.—GC. 1896. I., S. 285).

Das Querprofil muss ferner so bemessen sein, dass die Mauer genügend standfest ist gegen Umkippen und gegen Verschieben, sowohl an der Basis als auch an irgend einer anderen Stelle, nebstdem in sämmtlichen Fugen eine genügende Dichtigkeit gegen das Eindringen des Wassers vorhanden sein soll.

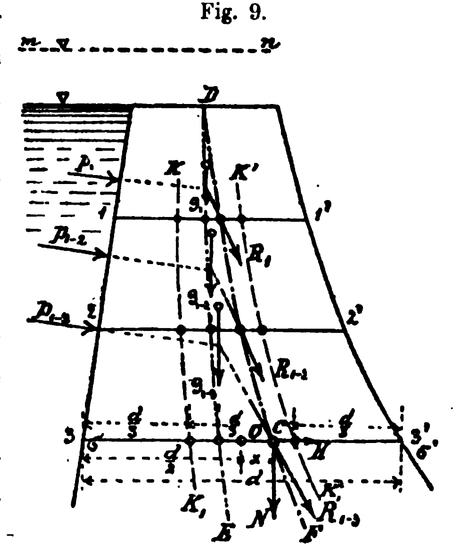
Unter Voraussetzung einer sorgfältigen Ausführung genügen hiefür erfahrungsgemäss ungefähr folgende Dimensionen. Bezeichnet h die grösste Wasser-

tiefe, so soll die Höhe der Mauer $H = 1{,}1\, h$, die Kronenbreite $b = 1{,}5 + 0{,}1\, h$ Mtr. und die Breite an der Basis $B = 1{,}5 + 0{,}45\, h + 0{,}01\, h^2$ Mtr. betragen (Rh.).

Bei Annahme eines Profils ist sodann stets noch eine besondere Untersuchung der Standfestigkeit und Sicherheit gegen das Durchdringen des Wassers erforderlich. Zu dem Zwecke wird die Mauer als ein im Boden eingespannter elastischer Körper betrachtet, welcher einem Wasserdrucke, entsprechend dem höchsten möglichen Wasserstande, ausgesetzt ist, und bei dem zur Vermeidung von Undichtigkeiten durch Öffnen von Fugen nirgends Zugspannungen, und Druckspannungen von höchstens 8 bis 10 kg/qcm zulässig sein sollen. Die bezügliche Untersuchung geschieht in bekannter Weise durch Ermittlung der Drucklinien für gefülltes und ungefülltes Reservoir.

Wird zu dem Zwecke bei gefülltem Reservoir [1]) das Profil in wagrechte Schichten von etwa 1 bis 2 m Höhe getheilt (Textfig. 9) und für jede der so erhaltenen Fugen 1—1′, 2—2′, 3—3′.. die Resultante R_1, R_{1-2}, R_{1-3} ... aus dem Gewichte des oberhalb befindlichen Mauertheiles und dem auf denselben wirkenden Wasserdrucke p_1, p_{1-2}, p_{2-3} . . für die Längeneinheit der Mauer bestimmt, so sind deren Schnittte mit den fragl. Fugen, Punkte der Drucklinie DF für das gefüllte Reservoir. Wird z. B. bei der Fuge 3—3′ die bezügliche, im Punkte C angreifende Resultante R_{1-3} in zwei Komponenten N und H, bezw. normal und parallel zu 3—3′ zerlegt, und mit d die Breite der Fuge, mit x der Abstand des Punktes C vom Mittelpunkte O der Fuge, mit σ die specif. Druckspannung am wasserseitigen Ende der Fuge bei 3 und mit σ' jene am äusseren Ende bei 3′ bezeichnet, so ist nach den Regeln der Elasticitätslehre

Fig. 9.



$$\sigma = \frac{N}{d} - \frac{Nx}{\frac{1}{6}d^2} = \frac{N}{d}\left(1 - \frac{6x}{d}\right).$$

Es ist daher $\sigma \gtreqless 0$, wenn $x \lesseqgtr \frac{d}{6}$, d. h. es ensteht keine Zugspannung bei 3, so lange der Punkt C (bei Beachtung dass derselbe rechts oder links von O liegen kann) im mittleren Drittel der Fuge 3—3′ liegt. Sollen daher Zugspannungen vermieden werden, so muss die Drucklinie DF im mittleren Drittel des Profils liegen.

[1]) unter Annahme des Wasserstandes bis zur Mauerkrone, event. auch entsprechend höher (m n), unter Voraussetzung eines ungewöhnlichen, über die Mauerkrone reichenden Wasserstandes.

Um jedoch das Eindringen des Wassers in allfällige, durch Temperaturunterschiede etc. entstehende Mauersprünge zu verhindern ist es nicht genügend dass $\sigma = 0$ sei, sondern soll es den Wasserdruck an dieser Stelle entsprechend übersteigen.

An der Aussenseite ist analog

$$\sigma' = \frac{N}{6}\left(1 + \frac{6x}{d}\right) \overline{\overline{<}}\ 8 \text{ bis } 10 \text{ kg/qcm}.$$

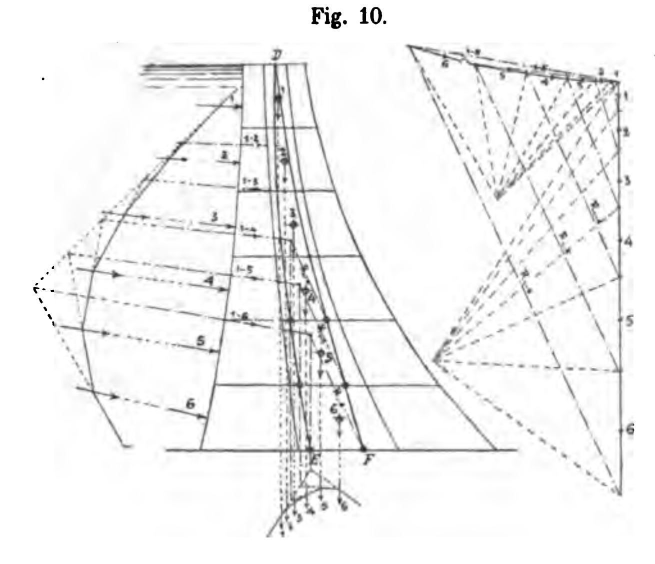
In gleicher Weise werden die Spannungsverhältnisse in der Mauer bei leerem Reservoir, also unter blosser Einwirkung des Eigengewichtes der Mauer untersucht, und muss die bezügliche Drucklinie *DE* gleichfalls innerhalb des mittleren Profildrittels liegen.

Die Besfimmung der Drucklinien geschieht am besten graphisch, unter Benutzung des Seilpolygons, entsprechend dem in nachstehender Textf. 10 ersichtlichen Verfahren.

Ausserdem soll zur Sicherheit gegen Verschiebung, wenn f der Reibungskoefficient,

$fN > H$, worin f etwa $= 0{,}7$ angenommen werden kann.

Fig. 10.



Zur Erhöhung des Widerstandes gegen Verschiebung ist es zweckmässig die Fugen möglichst winkelrecht zur Drucklinie anzuordnen (vergl. Textfig. 11). Auch ist es zweckmässig der Staumauer im Grundriss die Form eines nach der Wasserseite zu gebogenen Gewölbes zu geben, wodurch sowohl durch die Wirkung des Gewölbes ein grösserer Widerstand gegen den Durchbruch erreicht, als auch die Bildung von Rissen durch die Einflüsse der Temperatur vermieden wird.

Geradlinige Staumauern werden nämlich durch die Wirkung des Wasserdruckes und der grösseren Erwärmung der Aussenfläche immer etwas ausgebaucht, wodurch an der Aussenfläche Zugspannungen bedingt sind, bezw. Risse entstehen können. [1])

Behufs Wasserentnahme und Entleerung des Stauweihers werden auch bei

[1]) Vergl. »Über Berechnung von Thalsperren«, von Intze, DB. 1875.

Staumauern ähnliche Ablässe und zum Ablassen des überschüssigen Wassers Überläufe gleicher Art wie bei den Erddämmen angewendet, nebstdem man aber hier das Wasser auch über die Dammkrone abfliessen lässt (vergl. Textfig. 39 im I. Theil dieses Werkes). Bei heftig ansteigenden Gewässern werden die Überläufe auch mit Klappen versehen welche im Augenblicke der Gefahr von Hand oder selbstthätig geöffnet werden (vergl. Textf. 35 & 61 im I. Thl.). Statt Ablässen in der Mauer können auch hier behufs grösserer Sicherheit seitwärtz angelegte, im Gebirge ausgesprengte Ablass-Tunnel zur Anwendung kommen.

Taf. **VI**, Fig. 22. Beispiel einer kleineren Staumauer mit trapezförmigem Querschnitt (Reservoir von Sonzier bei Montreaux). Dieselbe hat sich als ungenügend stark erwiesen und wurde im Jahre 1888 durchbrochen, als in Folge von versäumten Ablassens das Wasser bis zur Mauerkrone stieg.

» Fig. 23—23 b. Staumauer von Gros-Bois (Frankr.). Das Profil ist hier auf der Wasserseite abgetreppt und auf der Thalseite mit $^1/_{10}$ Anlage geböscht. Diese Mauer wurde auf thonigen Boden gegründet, durch dessen Erweichung beim Füllen des Reservoirs die Mauer im Fundamente um 0,045 m verschoben wurde. Da sich hiebei überdies an der Mauer eine nach der Entleerung zwar zum grössten Theil wieder verschwundene Durchbiegung zeigte, so wurden nachträglich die in Fig. 23 b & Fig. 23 c ersichtlichen Verstärkungspfeiler in gegenseitigen Abständen von 40 m vorgebaut.

Taf. **VI**, Fig. 24. Staumauer von Puentes (Spanien). Diese im Jahre 1885 erbaute ungewöhnlich starke Mauer kam an Stelle einer anderen, welche im Jahre 1802 eingestürzt war, wobei 680 Menchen das Leben verloren und 800 Gebäude zerstört wurden. Der bezügl. Schaden wurde auf M. 4,400,000 berechnet.

» Fig. 25. Staumauer & Gileppe in Belgien. Dieser Stauweiher hat einen Inhalt von 22 Millionen cbm und liefert das nöthige Wasser für die Tuchfabriken von Verviers. Diese Mauer zeichnet sich gleichfalls durch ungewöhnlich starke Dimensionen aus und hat beiderseitige Überfälle von 35 m Breite und 2 m Tiefe unter der Mauerkrone.

» Fig. 26. Alte Staumauer von Habra (Algier) mit konkaver Begrenzung des Profils auf der Wasserseite und ebener Begrenzung auf der Thalseite, hat eine Länge von 480 m, eine grösste Höhe von 35,6 m, eine Dicke an der Krone von 4,3 m und an der Basis von 31,1 m und eine Maximalfassung von 30 Mill. cbm. Dieses Bauwerk wurde im Jahre 1881 zerstört, als der Wasserstand die normirte, der statischen Berechnung zu Grunde gelegte höchste Grenze um 2,2 m überstieg und um 0,6 m über der Mauerkrone stand. Die Zerstörung geschah auf eine Länge von 110 m durch Abbruch der obersten 10 m. Hiebei sollen 850 Menschen das Leben verloren haben (vergl. DB. 1882, S. 14).

» Fig. 27. Staumauer am Furens bei St. Etienne (Frankr.), mit beiderseitigen konkaven Profilbegrenzungen. Es ist dies eine sehr zweckmässige, in neuerer Zeit vielfach angewendete Form. Der obere Theil erscheint jedoch hier im Verhältniss zum unteren etwas zu schwach.

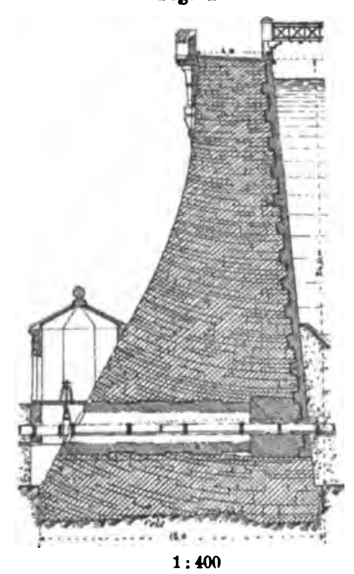
Taf. **A**, Fig. 4—4 b. Die neue Croton-Thalsperre für die Wasserleitung in New-York, welche im gemauerten Theil von gleicher Art ist wie die vorige. Die Anlage bezweckt die Absperrung des Croton-Flusses, 5 km oberhalb dessen Mündung in den Hudson, und besteht aus einer mittleren Sperrmauer von 185 m Länge, einem Erddamm von ca. 150 m Länge an dem einen, und einem Überfall von 310 m Länge am anderen Ufer (Fig, 4). Die Sperrmauer besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung mit den in Fig. 4 a ersichtlichen Abmessungen. Die Krone

bildet eine Fahrbahn von 5,43 m Breite, welche 4,3 m über dem normalen Wasserspiegel sich befindet und theilweise von Auskragungen mit Konsolen getragen wird. Diese bilden zugleich ein gefälliges Abschlussgesimse der Mauer (vergl. Fig. 4). Der Erddamm überragt noch die Mauerkrone um 3,05 m, somit den normalen Wasserspiegel um 7,35 m und hat einen Kern von Bruchsteinmauerwerk (Fig. 4 b) (Engg. Nws. 1892—CBl. 1893, S. 103).

In neuerer Zeit wurde jedoch auf der Wasserseite statt der konkaven meistens eine ebene Begrenzung des Profils mit geneigter oder lothrechter Lage, vorgezogen. Eine mustergiltige neuere Anlage dieser Art ist die von Prof. O. Intze im Jahre 1891 ausgeführte Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid (Textfig. 11). Dieselbe hat eine Länge von ca. 165 m, eine Höhe von rd. 25 m und eine Dicke an der Krone und der Basis von bezw. 4 m und 15 m. Der Überlauf hat eine Länge von 20 m.

Im Grundriss ist die Mauer nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmt, um den Bewegungen des Mauerwerks durch den Druck und die Temperatureinflüsse den nöthigen Spielraum zu lassen, ohne die Bildung von Rissen befürchten zu müssen, und um durch den Ringdruck sowohl eine grössere Sicherheit als auch eine besondere Dichtigkeit in den Anschlüssen an die Thalwände zu erzielen [1]).

Fig. 11.



1:400

Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid.

Das Material der Mauer besteht aus Lenneschiefer von vorzüglicher Beschaffenheit (wetterfest und bis 2000 kg/qcm Festigkeit). In der ganzen Mauer sind die Schichten an jeder Stelle nahezu rechtwinklig zu den Kraftrichtungen angeordnet, was in Anbetracht der faktisch beobachteten Verschiebungen an derartigen Mauern, zur Sicherheit wesentlich beiträgt. Auf der Wasserseite erhielt die Mauer eine Abdichtung *m m* durch Cementverputz mit doppeltem Anstrich aus Goudron und Holzcement und darauf zum Schutze dieser Abdichtung eine Verblendung in Ziegeln *n n* von $1^1/_2$ und $2^1/_2$ Stein Stärke. Als diese Abdichtung noch nicht bis zur vollen Höhe ausgeführt war, hat es sich gelegentlich einer Probefüllung gezeigt, dass, so lange der Wasserstand nicht über die Abdichtung reichte, die Mauer auf der Luftseite vollkommen trocken blieb, sobald es aber darüber hinaus stieg, zeigte sich in wenigen Tagen die Mauer auf der Luftseite gleichmässig feucht, wenn auch ein Durchrieseln des Wassers in geschlossenen Fäden nicht beobachtet wurde.

Zur grösseren Sicherheit eines dichten Anschlusses an den Boden ist die Mauer auf der Wasserseite fast bis zur halben Höhe mit einem abgepflasterten Lettendamm hinterfüllt.

Die Wasserentnahme geschieht durch zwei schmiedeiserne geschweisste Rohre *k* von 500 und 350 mm Dmr. und 20 mm Wandstärke. Dieselben gehen von einem Sammelthurm aus, welcher in etwa 11 m Abstand von der Mauer im Thalbecken errichtet und durch eine Brücke von der Mauerkrone aus zugänglich ist (ZdI, 1895, S. 639).

Taf. **A**, Fig. 5—5 c. Thalsperre im Jaispitzbach bei Jaispitz in Mähren.

---

[1]) Es wurde nach der Ausführung ein grösstes Ausweichen von 27 mm durch den Wasserdruck und von 22 mm durch die Einwirkung der Sonne beobachtet.

Diese im Jahre 1894 von Prof. A. Friedrich ausgeführte Anlage ist von gleicher Art wie die vorige, bezweckt jedoch in erster Linie, als s. g. Retensionsreservoir die Regelung der Hochwässer zur Vermeidung von Überschwemmungen durch den Jaispitzbach. Zu dem Zwecke soll es in der Regel nur theilweise gefüllt gehalten werden, um bei herankommendem Hochwasser mit dem ganzen Fassungsraum rückhaltend (retensiv) wirken zu können. Es soll aber ausserdem auch das zur Bewässerung von Länderien erforderliche Wasser liefern.

Die Fundamente wurden hier bis zu dem bis auf 6 m Tiefe liegenden Gneisfelsen niedergeführt. Das Material besteht aus Gneis und Gneisgranit und Mörtel aus 1 Thl. Portland Cement, 2 Thl. Roman Cement und 6 Thl. Sand. Die maximale Kantenpressung beträgt 5 kg/qcm. Die Ausführung geschah in der Art, dass keine durchgehenden Lagerfugen entstanden, indem man grössere Blocke in die nächste Mauerschicht durchgreifen liess.

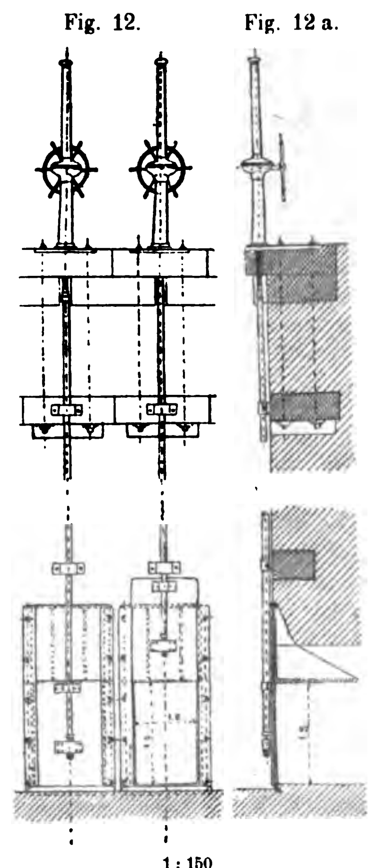
Wie aus dem Grundriss Fig. 5 zu ersehen, ist auch diese Mauer in ihrer Längenrichtung gebogen. Fig. 5 a, 5 b, 5 c zeigen die Anordnung des Grundablasses. Um im Falle des Versagens der Grundablassschützen ein Überfluthen der Mauer zu verhüten, wurde nebst einem offenen Überlauf auf der einen Seite, am anderen Ende der Mauer ein Überfallwehr in zwei Öffnungen von 6 m lichter Weite angelegt und mit Klappenaufsätzen von 1,5 m Höhe versehen, welche im Falle der Gefahr plötzlich geöffnet werden können. Die Anordnung dieser Klappen ist im I. Thl. dieses Werkes aus Textfig. 61 zu ersehen (ÖM. 1895, S. 177).

Taf. 8, Fig. 1—1 b. Thalsperre von Weirowitz in Mähren (nach dem im Jahre 1895 zur Ausführung genehmigten Projekte von Prof. A. Friedrich). Diese Anlage ist gleichfalls ein Retensions-Reservoir mit gleichem Zwecke wie das vorige. Die Mauer sollte auch hier bis zum festen Felsen niedergeführt werden und die in Fig. 7 a ersichtliche Profilform erhalten. Als Grundablass wurde hier ursprünglich zur grösseren Sicherheit der in Fig. 1 b ersichtliche, seitlich durch den Felsen zu treibende Entlastungsstollen gedacht, dessen Einlaufmündung mittels drei Schützen von nebenstehender Anordnung (Textfig. 12—12 a) geschlossen werden sollte.

Zur Sicherheit gegen ein event. Überfluten der Dammkrone wurde hier gleichfalls nebst einen offenen Überlauf ein mittels Dammbalken geschlossenes Überfallwehr mit 4 Öffnungen von 6 m lichter Weite gedacht (Fig. 1), dessen Anordnung aus Textfig. 53, S. 102 im I. Theil zu ersehen ist. Wegen der grösseren Stauhöhe wurden hier statt Klappen Dammbalken gewählt (ÖM. 1895).

» Fig. 2—2 c. Die Cristal Springs-Thalsperre der Wasserversorgung von San Francisco. Dieselbe zeigt die gleiche allgemeine Anordnuug bezüglich der Grundriss- und Querschnittsform wie die vorigen Beispiele, zeichnet sich aber durch eine eigenthümliche Ausführungsweise der Mauer aus, sowie durch die Art der Wasserentnahme. Die hohen Arbeitslöhne der Maurer und Steinmetze (27,3 Mk Tageslohn nebst voller Verpflegung) bei Inangriffnahme des Bauwerks (1887) veranlassten die Bauleitung von der gewöhnlichen Bauweise in Bruchsteinmauerwerk abzusehen und

Fig. 12. Fig. 12 a.



1 : 150

Grundablass der Thalsperre von Weirowitz.

die Mauer aus Beton in Form von in einander greifenden Blöcken auszuführen, wobei gewöhnliche Handlanger verwendet werden konnten. Die Mauer ist auf festen Felsen gegründet und durch eingearbeitete treppenartige Absätze mit demselben in innige Verbindung gebracht. Die aus 1 : 2 : 6 Beton bestehenden Blöcke hatten im Grundriss eine T förmige Gestalt (Fig. 2) und wogen bei 9 bis 12 m Seitenlänge und 2,5 bis 3 m Dicke bis zu 600 t. Dieselben wurden in der in Fig. 2 ersichtlichen Weise hergestellt, indem zuerst die sämmtlichen schwarz bezeichneten Blöcke in Angriff genommen wurden, worauf die schraffirten in der Reihenfolge zur Ausführung kamen. Hiebei blieb jeder Stein der ersten Reihenfolge vorher etwa 8 Tage unberührt stehen, behufs völliger Erhärtung. Schliesslich wurden die weiss bezeichneten Steine eingefügt. Durch zahnartige Gestaltung der Oberfläche kam jeder Stein mit den angrenzenden Steinen in festen Zusammenhang (Fig. 2).

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen seitwärtz an der Berglehne ausgesprengten und ausgemauerten Stollen (Fig. 2—2 c) und ein von demselben emporsteigendes, in einem gemauerten Schacht eingeschlossenes gusseisernes Standrohr, welches in drei verschiedenen Höhen mit Einlassöffnungen A, B, C versehen ist. Jede der zu diesen Öffnungen führenden Leitungen kann im Standrohr durch einen Schieber geschlossen werden. Behufs allfälliger Reparaturen an den Schiebern können die unter Wasser gelegenen Einlassöffnungen durch Hauben geschlossen werden, welche von einem Prahm aus versenkt werden. Von diesen Einlassöffnungen sollen die unteren im Sommer, wenn die oberen Wasserschichten erhitzt sind, und die oberen bei Regenzeiten, wenn die unteren Schichten schlammig sind, verwendet werden.

Das Wasser wird durch eine etwa 38 km lange genietete schmiedeiserne Rohrleitung nach San Francisco geleitet. Die Anlagekosten dieser Thalsperre wurden auf etwa $9^1/_4$ Millionen Mk. veranschlagt (CBl. 1891, S. 14).

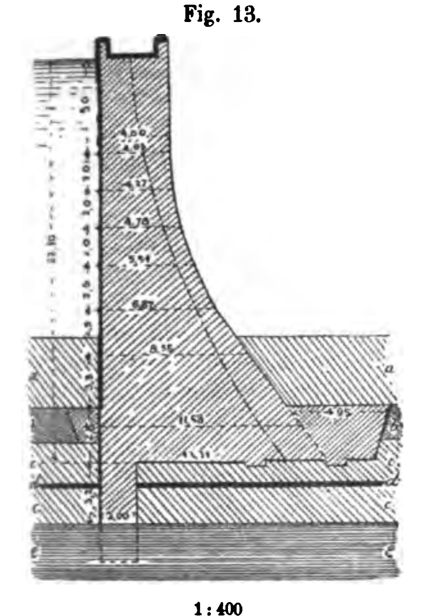
Taf. B, Fig. 3. Staumauer in der Füelbecke bei Altena, ausgeführt 1891 von Prof. O. Intze. Das Querprofil hat hier auf der Thalseite die gleiche konkave Begrenzung wie in den vorigen Fällen, während sie auf der Wasserseite jedoch aus einer geneigten und einer lothrechten Ebene besteht. Behufs dichten Anschlusses an den Felsboden wurde auch hier eine Letten-Hinterfüllung angewendet. Die Mauer besteht aus Lenneschiefer und Grauwacke mit Trassmörtel, mit 1 bis 1,5 m starker Haustein-Verblendung.

Um das allenfalls durchsickernde Wasser unschädlich zu machen wurden hier im Innern der Mauer, in gegenseitigen Entfernungen von 2 m die in der Figur ersichtlichen Drainröhren von 55 mm Dmr. eingemauert, welche unten in Sammeldrains von 100 mm Dmr., und diese wieder in einen Ablassstollen ausmünden. Um auch das Eindringen von Tagewasser auf der Luftseite unschädlich zu machen und einen gegen mechanische Einwirkungen möglichst widerstandsfähigen Fugenputz zu erhalten, wurden hier die Fugen auf 3 bis 4 cm Tiefe ausgekratzt, im Grunde mit Asphalt und Holzcement zweimal heissgestrichen und mit Cementmörtel ausgefugt (ZdI. 1895, S. 644).

Die nachstehende Textfig. 12 zeigt eine neuere Staumauer mit lothrechter innerer und konkaver äusserer Begrenzung, nämlich jene des Reservoirs von Bouzey in Frankreich in der ursprünglichen Form vor ihrer Zerstörung. Diese im Thale des Flusses Avière ca. 7 km von Epinal gelegene Anlage hat zum Zwecke die Speisung des Ost-Kanals, wofür der Fluss durch diese in den Jahren 1879—82 erbaute Mauer von ungef. 500 m Länge in gerader Linie abgesperrt wurde. Der hiedurch gebildete Stauweiher erhielt eine Wasserfläche von 128 ha und einen Fassungsraum von 7 Millionen cbm, was genügend ist für eine Zeit von 6 Monaten während welcher der Verkehr auf dem Kanal jährlich stattfindet. Der Boden besteht an jener Stelle oberst aus Alluvium (a), worauf folgt eine Schieferschicht (b), so dann weicher Buntsandstein (c) mit einer eingebetteten Thonschicht (d) und

darauf fester Buntsandstein (e). Aus Ersparungsrücksichten wurde das Fundament nicht in der ganzen Breite der Basis bis zum festen Bundsandstein nieder-

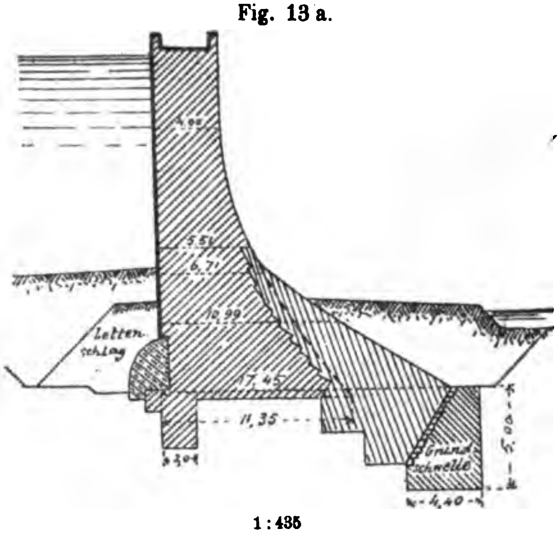
Fig. 13.



1:400

Thalsperre von Bouzey.

Fig. 13 a.



1:435

Verstärkung der Thalsperre von Bouzey.

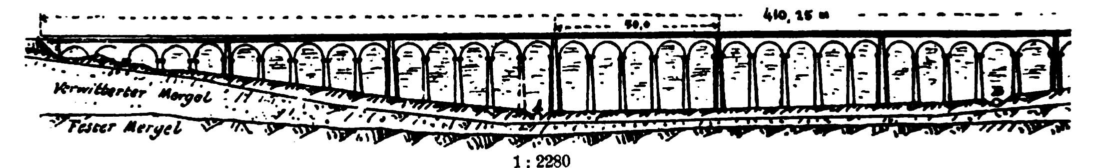
geführt, sondern nur eine Dichtungsmauer von 2 m Dicke auf der Wasserseite, während der übrige Theil der Mauer auf dem oberhalb gelagerten, von der Thonschicht durchzogenen weichen Bundsandstein gegründet wurde (wiewohl nur noch $3^1/_2$ m bis zum festen Felsen fehlten). Als daher der Stauweiher im Jahre 1884 zum ersten Mal bis zu einer Höhe von $3^1/_2$ m unter der Mauerkrone gefüllt wurde (13 m über dem natürlichen Boden, 3 m tiefer als das zulässige Maximum) verschob sich die Mauer auf 135 m Länge, so dass die Ausbauchung in der Mitte 0,37 m betrug. Hiebei wurde obgenannte Dichtungsmauer stellenweise losgerissen und erlitt in ihrem Zusammenhang solche Verschiebungen, dass dadurch ein täglicher Wasserverlust von ca. 30,000 cbm eintrat.

Infolge dessen wurde die Mauer in den Jahren 1888—89 in der in Textfig. 13 a ersichtlichen Weise verstärkt. Während aber bei der darauf erfolgten Füllung bis zu 1 m Höhe unter der Mauerkrone weitere derartige Verschiebungen nicht mehr beobachtet wurden, erfolgte am 27. April 1895 — wahrscheinlich infolge eines noch höheren Wasserstandes — ein Durchbruch in der Weise, dass die im oberen Theil augenscheinlich zu schwache Mauer [1]), hier auf eine Länge von 150 m abgebrochen wurde. Hiebei wurden durch die in das Thal niedergestürtzten Wassermassen vier Ortschaften überfluthet und sollen dabei ungef. 100 Menschenleben verloren gegangen sein. Der angerichtete Schaden soll ca. 40 Millionen Frcs betragen haben [2]). (ÖM. 1875—CBl. 1895—DB. 1895—Schw. Bztg. 1895)

Von gleicher Art ist die gleichfalls in neuerer Zeit (1885—90) ausgeführte Staumauer der Mouche (Textfig. 14—14 b), die jedoch im oberen Theile verhältnissmässig viel stärker gebaut und auf festem Mergelboden gegründet ist. Dieselbe ist zur Versorgung des Marne-Saône-Kanals angelegt, hat eine Länge von

[1]) Wie aus der Lage der in Fig. 13 eingezeichneten Drucklinie zu ersehen.
[2]) Die Anordnung des Ablasses dieser Thalsperre ist aus Taf. VII, Fig. 1 zu ersehen.

Fig. 14.



1 : 2280

Fig. 14 a.

1 : 500

Staumauer der Mouche.

Fig. 14 b.

1 : 470.

410,25 m und einen Fassungsraum von 8,648,000 cbm. Die Krone dient hier als Fahrstrasse und hat eine Breite von 7 m, zu welchem Zwecke der obere Theil als Viadukt mit 40 Bögen von je 8 m lichter ausgeführt ist. In gegenseitigen Entfernungen von 50 m wurden überdies noch besondere Verstärkungspfeiler vorgebaut. Hiedurch wurde sowohl eine grosse Standfestigkeit als auch eine vortheilhafte architektonische Wirkung erreicht. Ungünstig ist es nur dass auch diese Thalsperre im Grundriss in gerader Linie erbaut wurde.

Die beiden Ablässe A und B (Fig. 14) haben die in Fig. 14 b ersichtliche Anordnung, besthehend aus einem an die Mauer angelehnten halbcylindrischen Brunnen, der aussen die Form eines halben Zehnecks hat und durch vier in verschiedenen Höhen, angebrachte Schützen mit 4,5 m gegenseitiger lothrechter Entfernung, geschlossen ist. Die Schützen haben eine Breite von 0,8 m und eine Höhe von 1,0 m.

Die gesammten Anlagekosten betrugen 5,020,000 Frcs (GC. 1895 II, S. 219 — ÖZ. 1893).

Taf. **VI**, Fig. 28—28 a. Staumauer von Vyrnwy der Wasserversorgung von Liverpool. Dieser ungewöhnlich stark ausgeführte Damm bildet in seiner ganzen Länge von 357,5 m einen Überlauf, und wurde zu dem Zwecke als Überfallwehr mit oben konvexer und unten konkaver äusserer Begrenzung ausgebildet. Über der Mauerkrone führt auf Pfeilern ein Viadukt mit Bogenstellungen von 6,7 m Lichtweite, eine Fahrstrasse von 5 m Breite tragend.

Der hiedurch gebildete See hat ein Sammelgebiet von rd. 9000 ha, eine Wasserfläche von 470 ha, eine grösste Tiefe von 26 m und eine Länge von ca. 10 km. Die Mauer wurde bis zum festen Felsen niedergeführt und aus festem grauem, in unregelmässigen Blöcken brechendem Thonschiefer, als eine Art Cyklopmauerwerk hergestellt, mit inneren und äusseren Stirnflächen aus etwas regelmässiger bearbeiteten Werksteinen. Die Fugen wurden 8 cm tief ausgekratzt und mit nur wenig feuchtem Cementmörtel gefüllt, der so lange eingeschlagen wurde bis sich Feuchtigkeit an der Oberfläche zeigte. Zur Vermehrung der Dichtigkeit wurde überdies die ganze Innenseite noch mit Cementmörtel verputzt, und der Fuss durch einen bis zum festen Felsen hinab reichenden Thonschlag versichert. Die Kosten waren auf 13,011,000 Mk veranschlagt (DB. 1889, S. 185 — GC 1895 II).

» Fig. 29. Kombinirter Staudamm aus Mauerwerk und Erde bei einem Stauweiher in den Vogesen. Die Kombination bezweckte hier nur die Erhaltung der für die Überführung einer Fahrstrasse erforderlichen Kronenbreite

von 3,6 m und wurde der gemauerte Theil so stark ausgeführt, dass er für sich allein genügend ist dem Wasserdruck zu widerstehen.

Taf. **VI**, Fig. 30—30 d. Ablassvorrichtung des Stauweihers von Cagliari. Wie aus dem Aufriss und Grundriss dieser Staumauer Taf. B, Fig. 4—4 a zu ersehen, hat dieselbe nebst einem 20 m breiten Überlauf einen Speiseablass *a* und einen Grundablass *b*, bestehend aus einem mittels Schieber verschliessbaren Rohrstutzen von 0,9 m Dmr., der in einen gemauerten Durchlass ausmündet.

Taf. **VII**, Fig. 1—1 b. Ablass des Stauweihers von Bouzey. Derselbe besteht aus einem an die Mauer vorgebauten halbcylindrischen Brunnen mit Einlassschütze *a* (Fig. 1 a) von 1,0 m Breite und 0,7 m Höhe und doppeltem gleichfalls mit Schützen *b* versehenem Auslauf.

» Fig. 2—2 a. Ablass des Stauweihers von Hamiz, wobei die Wasserentnahme aus einem an der Mauer befindlichen Brunnen stattfindet in den es durch zahlreiche kleinere Öffnungen gelangt, wie dies in Spanien üblich ist. Hiedurch wird ein Verstopfen des Ablasses vermieden, da auch beim Verstopfen einzelner dieser Öffnungen das Wasser durch die übrigen in den Brunnen gelangt.[1])

d. Gewinnung von Grundwasser mittels Sammelröhren und Brunnen.

Das Grundwasser (einschliesslich des Quellwassers) ist infolge seiner Filterung durch die Erdschichten im Allgemeinen das reinste Wasser das zu erhalten ist, nebstdem es sich durch natürliche Frische und nahezu gleich bleibende Temperatur auszeichnet. Es ist daher auch diese Gewinnungsart zur Wasserversorgung von Ortschaften in neuerer Zeit sehr beliebt geworden. Hiebei ist jedoch zu beachten, dass das Grundwasser durch von der Oberfläche eindringendes verunreinigtes Tagewasser schlecht werden kann, weshalb das Grundwasser in der Nähe von bewohnten Orten, gedüngten Äckern und Wiesen immer von zweifelhafter Güte ist.

Man hat zweierlei Grundwasser zu unterscheiden, nämlich ruhendes (Grundwasserbecken) und in Bewegung befindliches (Grundwasserstrom). Da in der Regel nur letzteres infolge der Bewegung durch die Erdschichten genügend gereinigt (gefiltert) ist, so soll die Entnahme von Genusswasser in der Regel nur aus Grundwasserströmen geschehen, und kann zu dem Zwecke die Verwendung von Grundwasserbecken nur dann in Frage kommen, wenn es einen genügenden Zufluss hat, wodurch es von dauernd guter Beschaffenheit sein kann.

Die Gewinnung von Grundwasser kann mittels Sammelröhren oder mittels Brunnen geschehen.

Zu Sammelröhren werden am besten durchlöcherte Thon- oder Steingutröhren von etwa 150 bis 300 mm Dmr. verwendet, während eiserne Sammelröhren wegen des leichten Verstopfens durch Rost weniger angezeigt sind. Man lässt dieselben in Sammelbrunnen ausmünden, von wo die Entnahme ent-

---

[1]) Vergl. über Stauweiher: DB. 1875—ÖW. 1882 N:o 1, 1883 S. 205. 1889 N:o 40 & 41 —ÖZ. 1897 S. 333—ZfB. 1889, S. 234, 540.

weder unmittelbar stattfindet, oder in geschlossene Rohrleitungen gelangt. Wenn bei ausgedehnteren Anlagen mehrere Sammelbrunnen erforderlich sind, können dieselben entweder durch gewöhnliche Rohrleitungen im Gefälle oder durch Heber mit einem Hauptbrunnen in Verbindung stehen, von wo erst die Entnahme stattfindet. Auch können die Sammelbrunnen durch im Gefälle liegende Sammelröhren mit einander in Verbindung stehen.

Taf. **VII**, Fig. 8. Sammelbrunnen mit in denselben mündenden Sammelröhren und Entnahme-Rohr der Wasserversorgung von Halle.

Taf. **B**, Fig. 5—5 a. Gewinnung von Grundwasser mittels Sammelröhren beim Wasserwerk von Helsingborg in Schweden. Die Gewinnung geschieht aus einer unmittelbar unter der Oberfläche liegenden Sandschicht, in welcher die Sammelröhren auf 4 bis 8 m Tiefe in einer Linie im Gefälle verlegt sind. In gegenseitigen Entfernungen von 20 bis 60 m befinden sich gemauerte runde Sammelbrunnen. Vom tiefst gelegenen dieser Brunnen (Fig. 5 a) wird das Wasser mittels einer geschlossenen Rohrleitung weiter befördert.

Die Wasserversorgung mittels Brunnen wurde theilweise bereits im I. Theil dieses Werkes (S. 62--68) besprochen. Während dort, für kleineren Bedarf, für die Entnahme meistens nur Handbetrieb in Frage kommt, ist bei der Versorgung von Ortschaften hiefür Maschinenkraft erforderlich. Hiebei kommen Schachtbrunnen, Rohrbrunnen und Kombinationen dieser beiden zur Anwendung.

Die Schachtbrunnen werden gewöhnlich aus Mauerwerk oder Beton, selten aus Eisen oder im oberen Theil aus Mauerwerk und im unteren aus Eisen hergestellt (vergl. Taf. II, Fig. 11). Je nach der Lage der wasserführenden Schichten werden die Wände der Schachtbrunnen durchlässig oder undurchlässig angeordnet. Im ersteren Falle hat sich die Weite der Fugen nach der Korngrösse des Erdmaterials zu richten, um ein Eindringen des letzteren in den Brunnen zu verhindern. Bei feinkörnigem Boden sind hiergegen besondere Vorkehrungen erforderlich, wie dies bei s. g. Filterbrunnen der Fall ist.

Ist D der Durchmesser des Brunnens, so kann die Wandstärke d gemauter Brunnen

$$d = 0{,}05\,D + 0{,}1 \text{ m bis } 0{,}1\,D + 0{,}1 \text{ m}$$

angenommen werden.

Die Ausführung der Schachtbrunnen geschieht entweder in offener Grube durch vorherige Abteufung eines gehörig abgesteiften Schachtes von entsprechend grösserem Querschnitt, oder als s. g. Senkbrunnen nach den im Grundbau angegebenen Regeln.

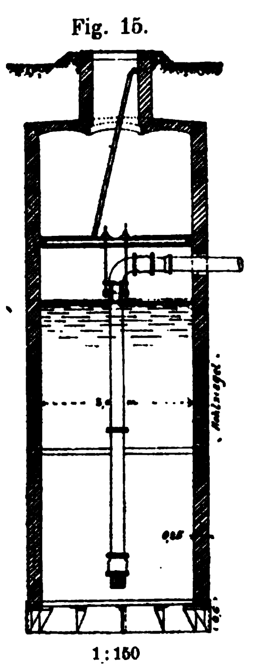
Bei Rohrbrunnen bestehen aus eisernen Röhren gleicher Art wie selbe als Futterrohre bei Erdbohrungen benutzt werden, und geschieht auch deren Niederführung in der Regel mittels Erdbohrer oder nach anderen bei den Boden-

untersuchungen im Grundbau angegebenen Regeln. Dieselben erhalten undurchlässige oder durchlässige Seitenwände, und werden im letzteren Falle bei feinem Boden gleichfalls als s. g. Filterbrunnen ausgeführt.

Zur Feststellung der Ergiebigkeit eines Brunnens ist ein — oft monatelanges — Probepumpen erforderlich.

Nebenstehende Textfig. 15 zeigt als neueres Beispiel die Anordnung der gemauerten Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim, welche als Senkbrunnen ausgeführt wurden.

Fig. 15.



1:150

Gemauerter Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim.

Die Gewinnung des zur Versorgung der Stadt Mannheim erforderlichen Wassers geschieht aus einem Grundwasserstrom dessen Ergiebigkeit zu mindestens $\frac{1}{250}$ l in der Sekunde auf je 1 qm Querschnitt der wasserführenden Schichten ermittelt worden ist. Es wurde bestimmt dass die Anlage 15000 cbm in 20 Stunden (Dauer des maschinellen Betriebes) liefern sollte. Unter der Annahme dass der Grundwasserstrom bis zu 25 m Tiefe herangezogen werden sollte ergab sich die erforderliche Fassungslänge x aus

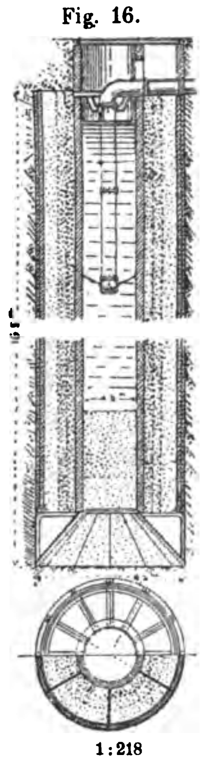
$$x \,.\, 20 \,.\, 60 \,.\, 60 \,.\, 25 \,.\, \frac{1}{250} = 15000 \,.\, 1000,$$

$$x = 2083{,}33 \text{ m}.$$

Demgemäss wurden längs der Fassungslinie, so viel als möglich normal zur Stromrichtung, 20 Brunnen abgeteuft, nämlich 7 gemauerte Hauptbrunnen in gegenseitigen Abständen von ungef. 500 m und 13 Rohrbrunnen, von denen im Allgemeinen je 2 Stck zwischen den gemauerten, somit in gegenseitigen Abständen von ungef. 167 m zu liegen kamen. Die Hauptbrunnen sollten für die Entnahme aus den oberen Schichten dienen und wurden bis auf 10 bis 11 m Tiefe gesenkt, während die Rohrbrunnen für die tieferen Schichten bestimmt wurden und bis auf etwa 17 bis 20 m Tiefe reichen. Längs dieser Brunnenreihe läuft eine gemeinsame Heberleitung von 250 mm zunehmend bis 600 mm Dmr., mit Zweigröhren nach den einzelnen Brunnen, welche Leitung in einen grösseren Sammelbrunnen vor der Pumpstation mündet. Die gemauerten Brunnen haben einen lichten Durchmesser von 3 m, sind auf einem schmiedeeisernen Rost-Kranz von 0,6 m Höhe gegründet und erhielten zur Versteifung des Mauerwerks in senkrechten gegenseitigen Entfernungen von 3 m zwei schmiedeiserne Zwischenkränze, die durch Zuganker unter einander und mit dem Kranze verankert sind. Das Mauerwerk besteht aus Backsteinen in Cementmörtel, 0,25 m stark, und ist da wo es in Schichten von grobem Korn zu stehen kam, in Hohlsteinen ausgeführt (Zdl. 1891, S. 600).

Gemauerte Schachtbrunnen als Filterbrunnen sind selten zur Anwenduug gekommen. Textfig. 16 zeigt ein solches Beispiel eines Filterbrunnens bei den Berliner Wasserwerken, ausgeführt im Jahre 1870 von Henry Gill. Der Brunnen ist hier doppelwandig, mit beiden Mänteln aus Drei-Loch-Steinen aufgemauert. Im Verhältniss des Sinkens und der Aufführung der Mäntel wurde zwischen denselben die aus drei concentrischen Ringen bestehende Filterfüllung eingebracht, bestehend aus

Fig. 16.



1:218

Filterbrunnen der Berliner Wasserwerke.

Kies von verschiedener, von aussen nach innen zunehmender Korngrösse. Hiebei wurden als radiale Querscheidewände zwischen den Brunnenmauern eingeklemmte Bretter und zwischen den Kiesschichten zwei herauszuziehende Bleche verwendet (DB. 1871, S. 108).

Dort wo die wasserführenden Schichten tiefer liegen und das Wasser sich in denselben unter Druck befindet, kann auch eine Kombination in der Art zur Anwendung kommen, dass der obere Theil als Schachtbrunnen und der untere als Rohrbrunnen ausgeführt wird. Ersterer dient dann als Behälter des durch die Rohre nach Art der artesischen Brunnen (siehe über diese im I. Thl. S. 62 & 68) emporquellenden Wassers. Ein Beispiel dieser Art ist die nachfolgende Anlage.

Taf. **B**, Fig. 6. Wasserversorgungsbrunnen der Stadt Wiborg in Finnland, bestehend aus einem gemauerten Brunnen von 8 m Dmr. und 8 m Tiefe, von dessen betonirtem Boden zwei Rohre von 305 m/m Durchmesser durch die obere Thonschicht bis zu der auf 9 m Tiefe befindlichen wasserführenden Kiesschicht niedergeführt sind. Die Anlage befindet sich am Fusse einer Anhöhe, infolge dessen sich das Wasser an der Stelle unter Druck befindet und durch die Rohre in den Brunnenbehälter emporgepresst wird. Die Ergiebigkeit beträgt ungef. 700 cbm per Tag. Das Wasser ist kristallklar und hat das ganze Jahr hindurch die gleiche Temperatur von 6° C. Der Brunnen wurde auf einem hölzernen Kranz versenkt und an einem bis zum festen Kiesboden niedergeführten Pfahlrost aufgehängt.

Taf. **B**, Fig. 7. Brunnen-Wasserwerk für den Bahnhof Halle. Diese Anlage ist von ähnlicher Art wie die vorige, und wurde gelegentlich des in den Jahren 1880—92 erfolgten Umbaues dieses Bahnhofes für einen täglichen Bedarf von etwa 1200 cbm an einer ungef. 5 km entfernten Stelle angelegt, woselbst eine 12 m unter der Oberfläche gelegene, durchschnittlich 8 m mächtige wasserführende Kiesschicht angebohrt, und deren genügende Ergiebigkeit durch vorheriges monatelanges Pumpen festgestellt wurde. Es wurde zunächst ein 4 m weiter gemauerter Brunnen bis auf 14 m Tiefe unter der Bodenoberfläche abgeteuft, dessen Boden hier nicht abgedichtet wurde um das Wasser durch denselben empor dringen zu lassen. Zur Erhöhung der Ergiebigkeit wurden aber in den Boden noch überdies sechs schweisseiserne Röhren von 200 mm Dmr. 4,5 m tief eingebohrt. Das daneben ausgeführte Pumpwerk besteht aus zwei in einem gemauerten Schacht von 8,5 m Tiefe angelegten Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von je 100 cbm in der Stunde, welche jede durch ein besonderes Saugrohr mit dem Brunnen in Verbindung stehen. Die Kosten für die Brunnen nebst Vorarbeiten beliefen sich auf 50,000 Mk. und jene der Maschinen nebst Maschinenhaus auf 60,000 Mk. (ZfB. 1893, S. 570).

Taf. **VII**, Fig. 4. Kombinirter Schacht- und Rohrbrunnen einer früheren Wasserwerksanlage in Kiel, welche aus einer Reihe von 8 in einem Einschnitt der Altona-Kieler Bahn versenkten Brunnen bestand. Der Schachtbrunnen *B* ist hier am Boden mittels Beton wasserdicht abgeschlossen und diente daher nur als Behälter für das durch das Rohr *a* emporgedrungene Wasser. Dieses Brunnenrohr liegt in der wasserführenden Schicht und ist der ganzen Länge nach durchlöchert.

Die Wasserentnahme aus diesen Brunnen geschah mittels einer 0,2 m weiten Saug-

rohre *c* welche durch eine Heber-Rohrleitung von 0,4 m Weite und ca. 1000 m Länge mit einem beim Pumpwerke gelegenen Sammelbrunnen in Verbindung standen. Das Saugrohr war am unteren Ende mit einem Ventil versehen, welches beim Anheben der Kette *b* geöffnet, sonst aber durch das Gegengewicht geschlossen gehalten wurde.

Taf. **VII**, Fig. 5—5a. Rohrbrunnenanlage der Wasserversorgung von Brooklyn. Bei dieser seit 1885 bestehenden Anlage sind zu beiden Seiten des Pumphauses *Q* die 5 cm weiten Rohrbrunnen *D* paarweise (auf jeder Seite 25 Paare) in gegenseitigen Abständen von 4 m abgesenkt und oberirdisch durch Zweigrohre *C* von 7,5 cm Weite mit einem 30 cm weiten Saugrohr *A* verbunden, welches wieder durch ein Rohr *T* von 40 cm Weite mit dem Pumphause in Verbindung steht. Von hier aus wird das Wasser durch die Druckleitungen *M* zur Stadt befördert. Da der Boden hier mehrere über einander gelagerte wasserführende Schichten enthält, so sind die Brunnenrohre behufs Entnahme aus allen diesen Schichten an den betreffenden Stellen durchlöchert. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl und werden durch vier derartige Gruppen täglich gegen 84,000 cbm Grundwasser aus den in mässiger Tiefe liegenden wasserführenden Schichten von Long-Island beschafft.

Eiserne Filterbrunnen kommen zur Anwendung wenn das Material der wasserführenden Schichten so feinkörnig und beweglich ist, dass es in das Rohr eindringen und dasselbe verstopfen würde. Um dies zu verhindern werden verschiedene Mittel angewendet. Zuweilen kann schon ein wiederholtes Entleeren des Brunnens genügen, wobei die eiugedrungenen feinen Erdtheilchen beseitigt werden, und so in der nächsten Umgebung des Rohres nur gröbere Körner übrig bleiben. Sonst bestehen aber die Filterbrunnen darin, dass man das Rohr mit dem bezüglichen Erdmaterial nicht unmittelbar in Berührung kommen lässt, sondern dasselbe mit anderem besonders eingebrachtem gröberem Material umgiebt, oder es erhält das Rohr selbst eine solche Anordnung, dass ein Eindringen von feinkörnigem Material vermieden wird.

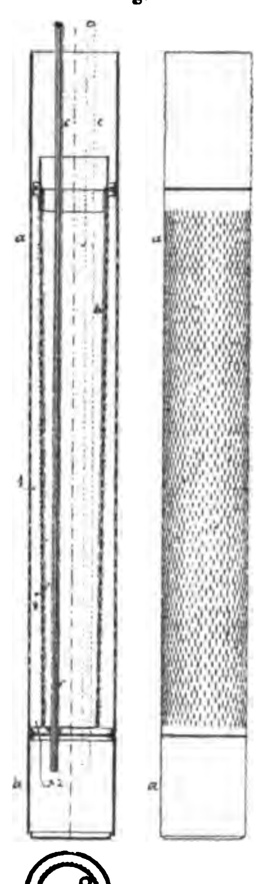
Als Beispiel der ersteren Art möge die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg angeführt werden, wobei 83 eiserne Filterbrunnen, in zwei Reihen auf 3,5 bis 7,8 m Tiefe abgeteuft und durch zwei Heberleitungen von 0,35 m Durchmesser mit einem Sammelbrunnen in Verbindung stehen. Die Ausführung geschah in der Art, dass zuerst Futterrohre von 0,8 m Durchmesser bis zur nöthigen Tiefe abgeteuft wurden und auf deren Boden erst eine Betonplatte von 0,79 m Durchmesser abgesenkt wurde. Darauf wurde das auf die Höhe der wasserführenden Schicht (1,5 m) durchlochte Brunnenrohr von 0,15 m Durchmesser abgesenkt und zwischen diesem und dem äusserem Futterrohr drei andere Rohre von so grossen Durchmessern auf die Bodenplatte niedergelassen, so dass der Zwischenraum in 4 Theile abgeschieden wurde. Diese Zwischenräume wurden von innen nach aussen auf die Höhe der wasserführenden Schicht mit Kies von bezw. 18, 8, 4 und 2 mm Korngrosse gefüllt und sämmtliche Futterrohre wieder herausgezogen.

Taf. **B**, Fig. 8 zeigt einen neueren amerikanischen Filterbrunnen ähnlicher Art (Dollard wells), der sich gut bewährt haben soll. Derselbe besteht aus einem mittels Futterrohr ausgeführten Bohrloch von 0,6 m Durchmesser in welchem nach Einbringung einer Bodenschüttung von 0,9 m Höhe, ein aus durchlöcherten glasirten Thonröhren von 0,25 m Durchmesser bestehendes Filterrohr abgesenkt und mit gesiebtem Kies hinterfüllt wird. In dieses Filterrohr wird das eigentliche, unten mit Seiher versehene Brunnenrohr von 0,1 m Durchmesser abgesenkt und das äussere Futterrohr herausgezogen (Engg. Nws. 1896, I. Febr.). 5

Taf. **B**, Fig. 9. Filterbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim. Diese in vorgenannter Weise beim Mannheimer Wasserwerke angewendeten Rohrbrunnen wurden nach dem patentirten System von O. Smreker in folgender Art ausgeführt.

Zunächst wurde ein gusseisernes Futterrohr von 0,8 m Lichtweite bis unter die Wasserführende Schicht abgeteuft, sodann der Smreker'sche Filterkorb eingesetzt und dann das Futterrohr um die Höhe der Durchflussfläche des Filterkorbes hochgezogen. Hierauf wurde das Futterrohr in entsprechender Höhe über Grundwasser abgekreuzt und ein Einsteigeschacht bis auf Terrainhöhe aufgeführt.

Fig. 17.



1:5

Filterkorb von O. Smreker.

Dieser Filterkorb (Textfig. 17) besteht aus einem äusseren Schutzkorb *a* und dem inneren eigentlichen Filterkorb *b*. Ersterer ist in seinem unteren Theil vollwandig, im mittleren dagegen durchbrochen. Die Lochung des Schutzkorbes ist derartig, dass das Eintreten von gröberen Geschiebestücken ausgeschlossen ist. Der eigentliche Filterkorb *b* hat durchbrochene Seitenwandungen und vollwandigen Boden, und ist der durchbrochene Theil mit einem kupfernen Tressengewebe überzogen, dessen Maschenweite entsprechend der Beschaffenheit des Bodens so gewählt wird, dass kein Sand eintreten kann.

Von oben gehen durch den Boden dieses Filterkorbes *b* zwei Röhren *c* welche unten in den vollwandigen Theil des Schutzkorbes geführt sind und ist der Filterkorb *b* in den Schutzkorb *a* beweglich eingesetzt, so dass er zu jeder Zeit herausgezogen werden kann.

Bei normalem Betrieb tritt das Wasser in der Richtung des Pfeiles *1* durch die Öffnungen des Schutzkorbes in diesen hinein, stösst gegen die schräge Fläche des Filterkorbes *b*, wobei die eingedrungenen feinen Theilchen niedersinken und sich in dem unteren vollwandigen Theil des Schutzkorbes sammeln, von wo sie von Zeit zu Zeit in der Art beseitigt werden, dass man durch eine der Röhren *c* Wasser einpumpt und es nebst dem angesammelten Material durch die andere Röhre austreten lässt. Von Zeit zu Zeit wird auch das Tressengewebe gereinigt, in der Art, dass man dem Brunnen von oben reines Wasser zuführt und es durch die Röhre *c* wieder herauspumpt. Dabei nimmt das Wasser den dem gewöhnlichen umgekehrten, durch den Pfeil 2 angedeuteten Weg, und spült die an das Gewebe aussen angelegten Erdtheilchen fort (ZfB. 1891, S. 599).

Taf. **B**, Fig. 10. Brunnenanlage des Wasserwerkes von Belgrad, ausgeführt nach dem gleichen Princip wie die vorige. Die Wasserentnahme geschieht aus den zwischen einer Lettenschicht und dem Kalkfelsen liegenden Sandschichten. Um die oberhalb der Lettenschicht befindlichen theilweise unbrauchbaren Wasser vom Eintritte in die Brunnen abzuhalten wurde zunächst ein gusseiserner Mantel von 3,1 m Durchmesser etwa 1,0 m tief in die feste Lettenschicht abgesenkt und darauf das Mantelmauerwerk aus Backsteinen in Cementmörtel bis über Hochwasser geführt. Im Inneren dieses gemauerten Brunnens wurde dann der Rohrbrunnen mit Futterrohr in gleicher Art abgesenkt wie im vorigen Falle und der Raum zwischen Futterrohr und Gusseisenmantel mit Stampfbeton ausgefüllt. In den Brunnenrohren sind wie im vorigen Falle Saugrohre abgesenkt zu denken, welche durch eine gemeinsame Heberleitung von 350 mm Dmr. mit einem Sammelbrunnen in Verbindung stehen (ZdI. 1893, S. 577).

Taf. B, Fig. 11. Brunnenanlage der Wasserversorgung von Laibach (ausgeführt 1890). Hier wurde bei 30,000 Einwohnern ein mittlerer Verbrauch von 100 l pro Kopf und Tag normirt, und demgemäss die Anlage so bemessen, dass dieselbe 3000 cbm pro Tag im Mittel und 4500 cbm im Maximum zu liefern im Stande sein sollte. Für die mittlere Leistung wurde eine 20 stündige und für die maximale eine 22 stündige Arbeitszeit der Maschinen festgestellt. Die Anlage wurde ferner so ausgeführt, dass dieselbe jederzeit auf die 1 $^{1}/_{2}$ fache Leistungsfähigkeit erweitert werden kann. Es kamen anfangs 4 Rohrbrunnen zur Ausführung, mit einem gegenseitigen Abstand von 100 m. Da der Grundwasserspiegel ungef. 20 m unter der Bodenfläche liegt, wurden zuerst bis zu dieser Tiefe reichende gemauerte Schachtbrunnen von 2,5 m Durchmesser abgesenkt, und vom Boden derselben erst Rohrbrunnen 16,5 bis 21 m tief abgeteuft, deren Anordnung mit den vorher beschriebenen übereinstimmt. Die von diesen Brunnen ausgehenden Saugleitungen liegen in einem über dem Grundwasserspiegel befindlichen Stollen (ÖZ. 1893, S. 33).

C. Wasserleitungen.

Die zur Weiterbeförderung des Wassers angewendeten Leitungen werden je nach dem Zwecke und den örtlichen Verhältnissen in verschiedener Weise ausgeführt. Man unterscheidet nämlich: unbedeckte Leitungen, bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel und Druckleitungen. Erstere sind im Allgemeinen billiger in der Anlage, haben aber den Nachtheil grösserer Kosten für den Grunderwerb, grösseren Widerstandes durch Vegetation und Eisbildung, grösserer Wasserverluste durch Verdunstung und Versickerung, grösserer Verunreinigung durch vegetabilische und organische Stoffe, sowie den Nachtheil ungünstiger Einflüsse der Temperatur. Es werden daher unbedeckte Leitungen meistens nur zur Beschaffung von Betriebs-und Nutzwasser für Fabriken etc., zur Speisung von Schifffahrtskanälen, zur Be- und Entwässerung von Länderien und zu Zwecken der Flösserei angewendet, während die anderen Arten von Leitungen, ausser zu Zwecken der besonders behandelten Entwässerung von Städten, hauptsächlich zur Wasserversorgung von Ortschaften angewendet werden.

I. Unbedeckte Leitungen.

a. Allgemeines.

Die unbedeckten Leitungen bestehen im Allgemeinen aus offenen Gerinnen (Gräben, Kanälen), welche gewöhnlich im Erdboden eingeschnitten und entweder vom natürlichen Boden, ohne oder mit künstlichen Befestigungen, oder von gemauerten oder hölzernen Wänden begrenzt sind.

Gewöhnlich besteht die Begrenzung, mit Rücksicht auf die kleinsten Kosten, aus natürlichem Erdreich mit seitlichen Böschungen, während die anderen Anordnungen bei ungenügendem Widerstand des Erdreichs gegen die Angriffe des Wassers, bei nothwendiger Einschränkung der Breite (tiefere Einschnitte, theuerer Grund etc.), sowie bei der Nothwendigkeit, die Leitung über dem Erdboden anzulegen, vorkommen.

Wenn Q die erforderliche Wassermenge und v die Geschwindigkeit bezeich-

net, so ist die erforderliche Querschnittsfläche der Leitung

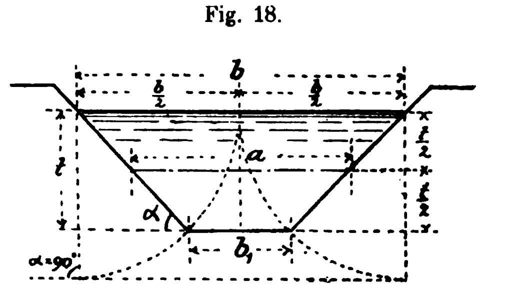
$$F = \frac{Q}{v}$$

worin entsprech. dem I. Thl. (S. 39—46): $v = c\sqrt{RI}$, $R = \frac{F}{p}$, p der benetzte Umfang des Querschnitts und I das relat. Gefälle, während c nach den früher angegebenen Formeln zu bestimmen ist. [1])

Bei gegebener Querschnittsfläche F ergeben sich für verschiedene Bedingungen bestimmte Querschnittsformen als die zweckmässigsten.

Zur Erreichung der grösstmöglichen Geschwindigkeit v muss p zum Minimum werden. Man hat daher für einen trapezförmigen Querschnitt (Textfig. 18)

Fig. 18.



$$F = at,\ a = \frac{F}{t}$$

$$p = b_1 + \frac{2t}{\sin\alpha} = a - t\operatorname{cotg}\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha} = \frac{F}{t} - t\operatorname{cotg}\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha}$$

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{F}{t^2} - \operatorname{cotg}\alpha + \frac{2}{\sin\alpha} = -\frac{F}{t^2} + \frac{2-\cos\alpha}{\sin\alpha} = 0 \ldots (1$$

$$t = \sqrt{\frac{F\sin\alpha}{2-\cos\alpha}} \cdots (2,$$ als die günstigste Tiefe, und

$$b = a + t\operatorname{cotg}\alpha = \frac{F}{t} + t\operatorname{cotg}\alpha \ldots (3$$

$$b_1 = \frac{F}{t} - t\operatorname{cotg}\alpha \ldots. (4$$

---

[1]) Statt der früher angegebenen Formeln zur Bestimmung von c kann es sich empfehlen die von Bazin in letzterer Zeit aufgestellte, als zuverlässig anerkannte neuere Formel anzuwenden, nämlich

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$ worin für

1) sehr glatte Leitungen (gehobeltes Holz, geglätteter Cement) . . . . . $\gamma = 0{,}06$
2) glatte Leitungen (ungehobeltes Holz, Ziegel- und Quadermauerwerk) . . . $\gamma = 0{,}16$
3) weniger glatte Leitungen (Bruchsteinmauerwerk) . . . . $\gamma = 0{,}46$
4) Leitungen theils in Erde theils in Mauerwerk od. gut regulirte Erdleitungen $\gamma = 0{,}86$
5) gewöhnliche Erdleitungen (Wasserläufe) . . . . $\gamma = 1{,}30$
6) Erdleitungen mit ungewöhnlich grossen Wiederständen (steiniger Boden etc.) $\gamma = 1{,}75$

(AdP. 1897, IV—ÖZ. 1898—Tkn. 1898).

Aus (1 folgt

$$t^2 (2 - \cos \alpha) = F \sin \alpha = (b - t \operatorname{cotg} \alpha) t \sin \alpha$$

$$2t = b \sin \alpha$$

$$t = \frac{b}{2} \sin \alpha \;\ldots\; (5$$

woraus sich die in Fig. 18 angedeutete Konstruktion des günstigsten Querschnitts ergiebt.

Für einen rechteckigen Querschnitt ergiebt sich aus (2, für $\alpha = 90°$,

$$t = \sqrt{\frac{F}{2}} = \sqrt{\frac{bt}{2}}$$

$$t = \frac{b}{2}, \; b = 2t$$

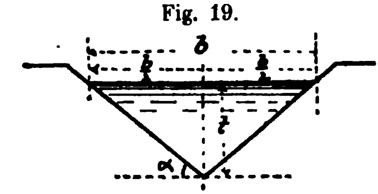
wie gleichfalls in Fig. 18 angedeutet.

Soll die Breite der Wasserfläche b zum Minimum werden, so ergiebt sich aus (3

$$\frac{db}{dt} = -\frac{F}{t^2} + \operatorname{cotg} \alpha = -(b - t \operatorname{cotg} \alpha) t + t^2 \operatorname{cotg} \alpha = 0$$

$$b = 2t \operatorname{cotg} \alpha \;\ldots\; (6$$

Fig. 19.



dem somit nebenstehende dreieckige Querschittsform Fig. 19 entspricht. Letzteres Resultat entspricht auch der Bedingung, dass F zum Minimum wird.

Bei Annahme der Wassermenge Q ist auf die Verluste durch Versickerung und Verdunstung Rücksicht zu nehmen, welche je nach der Bodenbeschaffenheit, der Länge und der Höhenlage der Leitung gegenüber dem Grundwasserstande etc., von etwa 10 bis 50 % der gesammten Wassermenge betragen können. Auch die Qualität des Wassers ist auf den Verlust insoferne von Einfluss, als schlammhaltiges Wasser auf die Leitung dichtend wirkt. Mit Rücksicht auf die zur Sättigung der angrenzenden Erdmassen erforderlichen Wassermengen, ist der Versickerungsverlust anfangs bedeutend grösser, als später, nach Erlangung des Beharrungszustandes.

Ferner ist bei Projektirung von Leitungen im natürlichen Erdboden zu beachten, dass zur Vermeidung des Unterwaschens von Sohle und Wandungen je nach der Beschaffenheit des Bodens eine gewisse Geschwindigkeit nicht überschritten werden darf. Nach den diesbezüglichen Beobachtungen von Franzius geräth der Boden erst in merkliche Bewegung bei Erreichung der folgenden mittleren Geschwindigkeiten:

Feiner Sand und Schlamm	$v = 0{,}5$ m
Gewöhnlicher Sand (Mauersand) und fester Moorboden . .	$v = 1{,}0$ m

Gebundeuer thoniger oder sehr grober Sand und feiner Kies $v = 1{,}5$ m
Grober Kies und fester Klaiboden . . . . $v = 2{,}0$ m

Andererseits ist zur Vermeidung von Ablagerungen eine gewisse Minimal-Geschwindigkeit erforderlich, und zwar gegen Ablagerung von leichtem Schlamm wenigstens 0,21 m und von Sand wenigstens 0,42 m. Es kann daher bei Erdgräben als zweckmässigste Geschwindigkeit zwischen etwa 0,6 und 0,8 m angesehen werden, wobei weder die gewöhnlich vorkommenden Erdarten angegriffen werden, noch Ablagerungen entstehen.

b. Ausführung der unbedeckten Leitungen.

Nachdem die unbedeckten Leitungen mit Rücksicht auf die kleinsten Kosten meistens nur aus Erdgräben bestehen, so richtet sich das Gefälle nach der Formation des Geländes und der inneren Bodenbeschaffenheit, zwischen den Grenzen von etwa 1 : 250 und 1 : 10,000. In der Regel liegt aber das Gefälle zwischen etwa 1 : 1000 und 1 : 5000.

Bei Werkkanälen hat man den oberhalb des Werkes liegenden Oberkanal (Obergraben, Zuleitungskanal) und den unterhalb befindlichen Unterkanal (Untergraben, Abfuhrkanal) zu unterscheiden, von denen ersterer zur Erreichung einer möglichst grossen Fallhöhe am Werke, ein möglichst schwaches Gefälle erhält (in der Regel etwa 1 : 2000 bis 1 : 2500), während der Unterkanal zur raschen Ableitung des Wassers ein stärkeres Gefälle erhalten soll (etwa 1 : 500 bis 1 : 2000), mit entsprechenden Geschwindigkeiten von etwa 0,45 bis 0,6 m im Oberkanal und 0,75 m bis 1,0 m im Unterkanal.

Taf. **VII**, Fig. 6—7. Speisegraben des Rhein-Maine-Kanals bei bezw. horizontaler und geneigter Bodenfläche. Der Aushub wurde hier zur Aufführung von seitlichen Dämmen verwendet, wodurch sowohl eine Ersparniss an Transportkosten, als auch der Vortheil erwächst, dass der Wasserstand bis zur ursprünglichen Bodenfläche, eventuell auch darüber hinaus reichen kann. Um ein Niederspülen von Erde durch den Regen in den Graben möglichst zu vermeiden, ist die Krone dieser Dämme nach auswärtz geneigt. Zu gleichem Zwecke sind bei Einschnitten (in Fig. 7 auf der Bergseite) nach auswärtz geneigte Bermen (sonst auch s. g. Parallelgräben oberhalb der Böschung) angelegt.

» Fig. 8—11. Querschnitte des Werkkanals Chalon-Condé, in bezw. normalem wassererdichtem Einschnitt (Fig. 8), bei seitlichen Anschüttungen mit dichtendem Lehmkern (Fig. 9), bei durchlässigem Boden und Anschüttung mit vollständiger Bekleidung aus Lehmschlag oder Beton (Fig. 10), sowie unter Anwendung einer Böschungspflasterung (Fig. 11).

» Fig. 12. Unbedeckte Leitung in Form einer in den Boden versenkten hölzernen Rinne, bestehend aus gespundeten Bohlen welche durch viereckige Rahmen zusammengehalten werden, nebstdem ein Schwellenrost untergelegt ist. Diese Anordnung kann in Frage kommen, bei stärker geneigten Strec-

ken, wo der Boden sonst fortgespült würde, bei besonders durchlässigen Strecken sowie behufs möglichster Einschränkung der Breite.

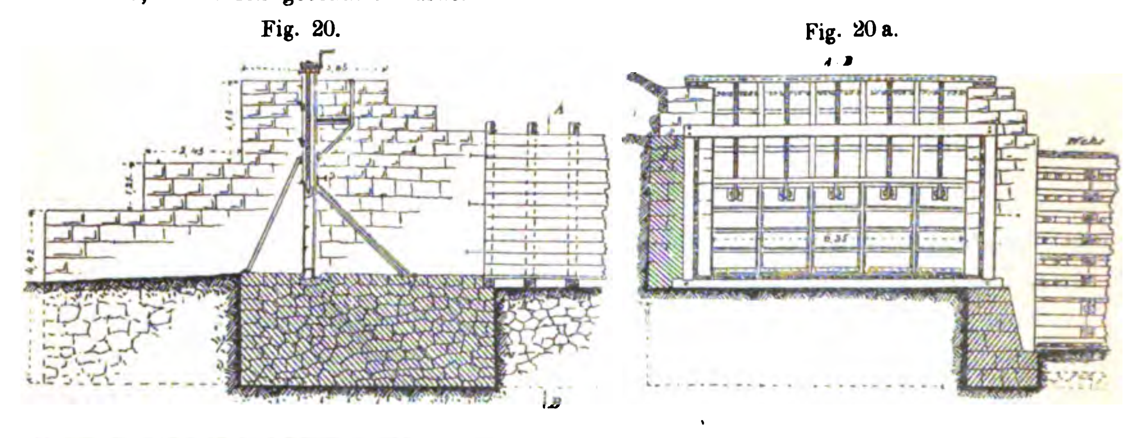
Taf. **VII**, Fig. 13—14. Wasserleitungskanäle mit Stützmauereinfassung, und mit natürlichem bezw. gepflastertem Boden.

Fig. 15—16. Gemauerte Speisegräben des Rhein-Marne-Kanals in durchlässigem Boden oder bei stärkerem Gefälle.

Fig. 17. Querschnitt des Verdon-Kanales im Fels-Anschnitt mit seitlicher Stützmauer.

Dieser Kanal hat eine Gesammtlänge von 82 km, wovon 19 km an Stollen, Brücken etc. Derselbe geht vom Verdonflusse aus und endet in der Gegend von Aix (Provence). Die mitgeführte Wassermenge von 6 cbm in der Sek. dient sowohl zur Bewässerung von 18,000 ha Ländereien als auch zur Beschaffung von 1900 PS für die Industrie, sowie zur Wasserversorgung der Stadt Aix. Die Anlagekosten beliefen sich auf 17,4 Mill. Mk, während schon der dadurch gewonnene Mehrwerth der Ländereien auf 41 Mill. und der Werth der Wasserkräfte auf 3,2 Mill. Mk geschätzt wurde.

Fig. 20. Fig. 20 a.



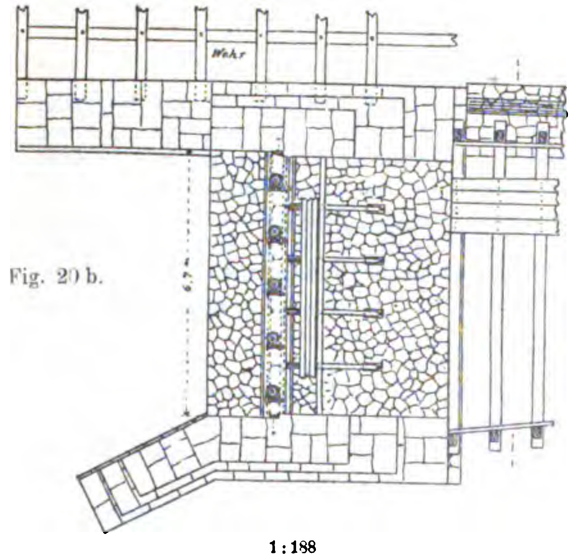


Fig. 20 b.

1:188

Einlassschleuse zum Westkanal am Bear River (Utah).

c. Besondere Anlagen bei unbedeckten Leitungen.

Zur Ableitung des überschüssigen Wassers (Überlaufwassers) werden an geeigneten Stellen Schleusen angebracht, behufs Entleerung nach einem Freigraben (Leerkanal). Die Anordnung dieser Schleusen wurde bereits im I. Theil besprochen (Schützenwehre). Gewöhnlich wird auch der Einlauf zur Leitung entsprechend Taf. VI, Fig. 5 mittels einer Schleuse absperrbar gemacht.

Nebenstehende Textfiguren 20—20 b zeigen eine solche Einlassschleuse zum Westkanal des Bear River-Bewässerun ssystems in Utah.

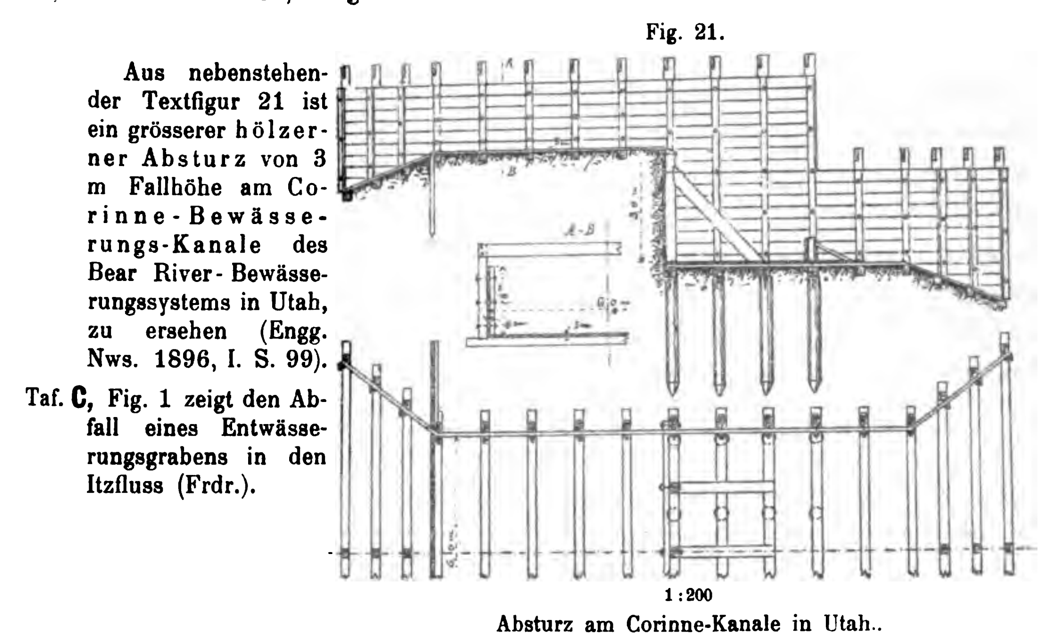
Diese eiserne Schleusenanlage enthält fünf mittels Schraubenspindel bewegliche Schützen von 1,31 m Breite. Vor der Kanalmündung wird der Bear River mittels eines hölzernen Wehres aufgestaut, dessen Anordnung im I. Theil (Textfig. 34, S. 85) beschrieben worden ist. Der Kanal selbst besteht an dieser Stelle aus einer hölzernen Rinne von 7,31 m Breite mit allmählicher Verschmälerung auf 4,26 m, und mit Seitenwänden aus 7,6 cm starken Bohlen, während der Boden aus einem doppelten ins Kreuz gelegten Belag von 5 cm Dicke unten, und $2\,^1/_2$ cm Dicke in der oberen Schichte besteht (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

Wenn Erdgräben bezw. Kanäle mit Erdsohle bei ununterbrochener Führung längs eines stärker geneigten Geländes ein für den Bestand von Sohle und Böschungen zu starkes Gefälle erhalten würden, so kann dieses durch Einfügung von s. g. Abfällen oder Abstürzen gemässigt werden. Im Allgemeinen sind diese Anlagen nach Art der im I. Theil beschriebenen Wehre ausgeführt, und bestehen aus Holz oder aus Mauerwerk. In der einfachsten Art werden dieselben bei kleiner Fallhöhe als Grundschwellen aus Baumstämmen oder Faschinen, entsprechend Fig. 29, S. 82 im I. Theil, ausgeführt.

Aus nebenstehender Textfigur 21 ist ein grösserer hölzerner Absturz von 3 m Fallhöhe am Corinne-Bewässerungs-Kanale des Bear River-Bewässerungssystems in Utah, zu ersehen (Engg. Nws. 1896, I. S. 99).

Taf. **C**, Fig. 1 zeigt den Abfall eines Entwässerungsgrabens in den Itzfluss (Frdr.).

Fig. 21.



1:200

Absturz am Corinne-Kanale in Utah..

2. Bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel.

a. Allgemeines.

Bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel kommen in der Regel nur zur Beschaffung von Genusswasser zur Anwendung. Für deren Anlage ist wie bei den unbedeckten Leitungen überall ein nach derselben Richtung gehendes Gefälle erforderlich. Da hier das Wasser keinem Drucke ausgesetzt ist, so können

diese Leitungen aus den meisten vorkommenden Baustoffen ausgeführt werden, bestehen aber mit Rücksicht auf eine möglichst grosse Dauerhaftigkeit meistens aus Mauerwerk.

Zum Schutz des Wassers gegen Frost und Sonnenwärme sollen bedeckte Leitungen mit einer Erdschicht von entsprechender Höhe überdeckt sein. Da sich das Wasser hier ständig in Bewegung befindet, genügt hiefür in den meisten Fällen eine Erdschicht bis zu etwa 1 m Höhe.

Die Berechnung der Grösse der erforderlichen Querschnittsfläche geschieht hier in gleicher Weise wie bei unbedeckten Leitungen, während die Form des Querschnitts gewöhnlich rechteckig, oder kreisförmig angenommen wird. Im ersteren Falle wird zuweilen, mit Rücksicht auf die Kosten für den Erdaushub, die Höhe grösser angenommen als die Breite.

b. Ausführung der bedeckten Leitungen.

Gewöhnlich bestehen diese Leitungen aus gemauerten oder Beton-Kanälen, welche entweder mit Steinplatten überdeckt oder überwölbt und behufs Dichtheit im Inneren mit einem Cementmörtelputz von 2 bis 5 cm Dicke überzogen sind. In neuerer Zeit wurden zu dem Zwecke auch Monier-Röhren (Betonröhren mit eingelegten Eisenrippen) verwendet. Steinplattenüberdeckungen können bei kleineren Querschnitten und kleinen Überschüttungshöhen zur Anwendung kommen, sollen aber gegen das Eindringen von unreinem Tagewasser von aussen gehörig abgedichtet sein. Bei grösseren Querschnitten, grösserem Erddruck und namentlich bei tieferer Lage unter Grundwasser müssen gewölbte Decken zur Anwendung kommen.

Bei gemauerten Kanälen kommt entweder Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk in Cementmörtel zur Anwendung, je nachdem das eine oder das andere Material an der betreffenden Stelle leichter erhältlich ist.

Taf. **VII**, Fig. 18—19. Beispiele von gemauerten Wasserleitungskanälen mit Steinplattenüberdeckung, bezw. ein Breslauer Leitungskanal und der Stixensteiner-Kanal der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, ersterer aus Ziegelmauerwerk, letzterer aus Bruchsteinmauerwerk.

» Fig. 20. Leitung aus Beton mit Steinplattenüberdeckung (Breslauer Rieselfelder).

Taf. **C**, Fig. 2. Wasserleitungskanal der Stadt Kufstein, bestehend aus einer trogförmigen Rinne aus Stampfbeton (1 Cem. : 2 Schotter), welche mit Betonplatten abgedeckt ist. Derselbe geht von einer Quellensammelkammer aus, hat eine Länge von ca. 300 m, ein Gefälle von 2,5 ‰ (1 : 400), und liefert bei 1,87 m Geschwindigkeit 225 l in der Sekunde.

In gegenseitigen Abständen von 500 m wurden s. g. Reduktionsschachte von 2,0 m Länge, 1,0 m Breite, 1,7 m Höhe und 0,3 m Wandstärke aus Beton eingebaut, welche dazu dienen, einerseits die Geschwindigkeit auszugleichen, andererseits allfällige Verunreinigungen hier zum Ablagern zu bringen und heraus nehmen zu können (ÖM. 1895, S. 82).

Taf. **VII**, Fig. 21—22. Leitungskanäle mit ovalen Querschnitten (bezw. Breslau und Lille).
Taf. **C**, Fig. 3—5 a. Gemauerte Quellwasser-Leitung mit kreisförmigem Querschnitt (Wasserversorgung von Paris von den Quellen der Vigne und von Verneuil). An Stellen wo die Tiefenlage weniger als 7 m unter der Erdfläche beträgt, geschah die Ausführung im Einschnitt entsprechend Fig. 3 und bei grösserer Tiefenlage im Stollen entsprechend Fig. 4. Bei der Lage über der Erdfläche kam eine Überschüttung zur Anwendung, und geschah die Gründung unmittelbar auf den Boden entsprechend Fig. 5, wo die oberste Kante weniger als 1,5 m über der Bodenfläche zu liegen kam, während bei Höhen zwischen 1,5 und 3,5 m, überschüttete Arcaden entsprechend Fig. 5 a zur Anwendung kamen (NA. 1892, S. 74, Pl. 18—19).
Taf. **VII**, Fig. 23—25. Querschnitte der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, (Hauptleitung, mit gewölbter Decke). Hievon kamen Fig. 23—23 a in lockerem Erdboden, bezw. aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk zur Anwendung, je nachdem an den betreffenden Stellen das eine oder das andere Material leichter zugänglich war. Boden und Wände erhielten einen Cementverputz von 5 cm Dicke. Entsprechend Fig. 24—24 a wurden Stollenstrecken bei beweglichem, und entsprechend Fig. 25 solche in festem Felsboden ausgeführt. Im letzteren Falle erhielt der vom Wasser benetzte Theil eine Bekleidung bestehend aus Ziegelmauerwerk mit 5 cm starkem Cementverputz.
Taf. **C**, Fig. 6 zeigt einen überschütteten Querschnitt dieser Leitung, angewendet an Stellen wo der Kanal mit Rücksicht auf die Temperatureinflüsse der Luft nicht genügend tief unter die Erdoberfläche zu liegen kam.

Die Wiener Hochquellen-Wasserleitung ist eines der grossartigsten Bauwerke dieser Art. Dieselbe wurde in der ursprünglichen Anlage in den Jahren 1870—73 mit einem Kostenaufwande von 14 Millionen Gulden ausgeführt. Ursprünglich geschah die Wasserentnahme von zwei südlich von Wiener Neustadt in den Alpen gelegenen Quellen, nämlich der entfernteren Kaiserbrunn-Quelle bei Kirchwang oberhalb der Station Bayerbach der Semmering-Bahn (363 m über der Donau) und der kleineren Stixensteiner Quelle bei der Station Ternitz (305 m über der Donau). Die Länge der Leitung von Kaiserbrunn bis Wien (Reservoir am Rosenhügel) beträgt 95,2 km und besteht theils aus in offener Grube ausgeführten gemauerten Kanalstrecken, theils aus Stollenstrecken und gemauerten Aquadukten. Das durchschnittliche Gefälle der Leitung ist 0,0028 und braucht das Wasser zum Durchströmen der Leitung ungefähr 24 Stunden. Das Wasser der Kaiserbrunn-Quelle hat selbst im Hochsommer eine Temperatur von nur 4,5 bis 5,0°; die Härte beträgt 7,3°.

Taf. **VII**, Fig. 26. Überhöhter Querschnitt mit Gehbankett der Gürtelleitung von Paris.
» Fig. 27. Gedrückter Querschnitt (Breslau).

Besonders zweckmässig für bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel erscheinen Monier-Röhren. Die Aktiengesellschaft für Monierbauten in Berlin liefert solche Röhren vor 200 mm bis zu 2000 mm Durchmesser, mit einer Wanddicke von bezw. nur 20 bis 90 mm. Nebstdem dieselben äusserst widerstandsfähig und dicht sind, erbieten sie auch noch den Vortheil, dass sie infolge ihres geringen Gewichtes leicht zu transportiren und zu verlegen sind.

c. Besondere Anlagen bei bedeckten Leitungen.

Auch bei bedeckten Leitungen können durch das Gefälle des Terrains stellenweise Abstürze erforderlich sein. Es können dies lothrechte Absätze

oder stärker geneigte Strecken sein. Bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, wo das gewöhnliche Gefälle zwischen etwa 1 : 300 und 1 : 200 beträgt, giebt es solche Absturzstrecken mit einer Neigung von 1 : 5.

Bei bedeckten Leitungen sind behufs Zugänglichkeit bei Reparaturen, behufs Ventilation, etc. Einsteigeschachte (Inspektionsschachte) erforderlich, welche einen quadratischen Querschnitt von 0,6 bis 1,0 m Weite und bei bekriechbaren Kanälen einen gegenseitigen Abstand von etwa 80 bis 150 m, bei begehbaren dagegen einen solchen von etwa 150 bis 500 m und mehr zu erhalten pflegen.

Taf. **C**, Fig. 7—8. Einsteigeschachte bezw. der Wiener Hochquellen-Wasserleitung und der vorgenannten Quellwasser-Leitung von der Vigne und von Verneuil der Wasserversorgung von Paris. Erstere haben in den oberen Strecken mit kleinerem Querschnitt eine gegenseitige Entfernung von 94,8 m und in den unteren Strecken mit grösserem Querschnitt 414 bis 948 m, während die letzteren eine gegenseitige Entfernung von 500 m haben (Mh.—NA. 1892, S. 75, Pl. 18—19).

3. Druckleitungen.

a. Allgemeines.

Druckleitungen sind entweder Leitungen mit natürlichem Gefälle (Gravitations-Leitungen), welche einen so starken Zufluss erhalten, dass der Querschnitt vollständig gefüllt ist und das Wasser einen Druck erhält, oder es sind dies Leitungen in welchen der Druck durch Einpumpen des Wassers entsteht.

Druckleitungen kommen hauptsächlich bei der Wasserversorgung von Ortschaften vor, und zwar kommen dieselben immer zur Anwendung bei der Vertheilung des Wassers innerhalb des Verbrauchsgebietes, während die Zufuhr zu demselben entweder gleichfalls mittels Druckleitung oder auch durch Leitungen mit freiem Wasserspiegel geschehen kann. Gewöhnlich geschieht die Zufuhr unter Vermittlung eines in der Nähe des Verbrauchsgebietes befindlichen Hochbehälters, welchem das Wasser von der Entnahmestelle ohne oder mit Druck zufliesst, während es von hier in einer Druckleitung mit natürlichem Gefälle zum Verbrauchsgebiet geleitet wird.

So geschieht z. B. bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung die Zufuhr von den Entnahmestellen durch die oben beschriebene bedeckte Leitung mit freiem Wasserspiegel, welche in das in der Nähe der Stadt befindliche »Reservoir am Rosenhügel» mündet, während bei der Wasserversorgungsanlage von Helsingfors das Wasser von der Entnahmestelle am Wanda-Flusse zum Hochbehälter im Thiergarten emporgepumpt wird.

Nachdem die Geschwindigkeit des Wassers in den Druckleitungen zu gewissen Zeiten des Tages stellenweise sehr klein sein kann, so müssen solche Leitungen in den nördlichen Ländern zum Schutz gegen Frost wenigstens 2 m hoch mit Erde überdeckt sein. [1]) Den besten Schutz gewährt eine Überdeckung mit

[1]) Bei der Ausführung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung war innerhalb der Stadt eine Erdbedeckung von mindestens 1,58 m und ausserhalb der Stadt eine solche von 1,9 m oberhalb der Rohroberkante vorgeschrieben.

Humus-Erde. Ein wirksames Mittel gegen Frost ist, das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten, was zu Zeiten eines geringen Verbrauches (Nachtstunden) allenfalls durch freies Ablaufenlassen (Öffnen von Hydranten etc.) erreicht werden kann. Allein wegen der dadurch verursachten Steigerung des Wasserverbrauches soll von diesem Mittel nur im äussersten Nothfall Gebrauch gemacht werden. So betrug z. B. in Helsingfors, wo dieses Verfahren zeitweise angewendet werden musste, der dadurch bedingte Mehrverbrauch zeitweise bis zu 100 % des normalen (vergl. TFF. 1897, S. 177).

Die Druckleitungen werden immer als Rohrleitungen mit kreisformigem Querschnitt ausgeführt.

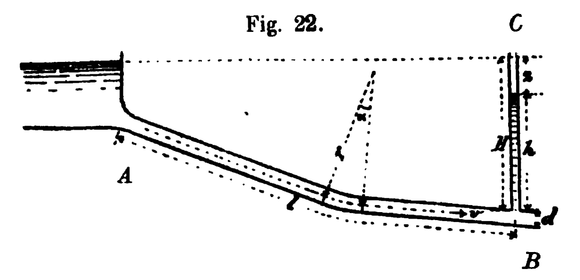
b. Dimensionen der Druckleitungen.

Bei den Druckleitungen ist der Durchmesser und die Wandstärke der Leitungsröhren zu bestimmen. Ersterer ist von der zu liefernden Wassermenge und den Druckverlusten, die Wandstärke dagegen vom Wasserdrucke, dem Durchmesser und der Beschaffenheit des Materiales abhängig.

Bestimmung des Durchmessers.

Während bei einer Rohrleitung AB (Textfig. 22) das Wasser im Zustand der Ruhe an einem Punkte B einen hydrostatischen Druck ansübt, infolge dessen dasselbe in einem Steigrohr BC bis zu der hydrostatischen Druckhöhe H steigt, erreicht es im Zustande der Bewegung nur die hydraulische Druckhöhe h welche um einen Druckhöhenverlust z kleiner ist, als die hydrostatische. Da bei Projektirung von Druchleitungen die hydrostatische Druckhöhe gegeben und eine bestimmte hydraulische Druckhöhe h erforderlich ist, so ist damit auch der zulässige Druckhöhenverlust $z = H - h$ als gegeben zu betrachten. Derselbe ist abhängig von der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$, wenn v die Geschwindigkeit in der Leitung, und wird durch folgende Formel ausgedrückt:

Fig. 22.



$$z = \frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g} + \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = \left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}\right) \frac{v^2}{2g} \ldots (1$$

Hierin bedeutet $\frac{v^2}{2g}$ den zur Erreichung der Geschwindigkeit v verbrauchten Theil der Druckhöhe, $\zeta \frac{v^2}{2g}$ den Druckhöhenverlust durch die Kontraktion und den Rei-

bungswiderstand an der Einlaufmündung, $\Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhenverluste durch den Stoss in den Krümmungen, $\lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ der Verlust durch den Reibungswiderstand des Wassers an den Rohrwänden, l die Länge und d den Durchmesser der Leitung. Demnach ist

$$v = \sqrt{\frac{2gz}{1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}}} = \sqrt{\frac{2gzd}{\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)}},$$

daher mit Rücksicht darauf, dass die Wassermenge

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{8Q^2}{\pi^2 gz}\left[\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]} = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}\left[\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]} \ldots (2$$

Hierin ist nach Weisbach:

$$\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}},$$

ferner für gewöhnliche Fälle im Mittel $\zeta = 0{,}505$ und

$$\zeta_1 = 0{,}131 + 0{,}163 \left(\frac{d}{r}\right)^{\frac{7}{2}},$$ wenn r der Krümmungshalbmesser der Röhre.

Nach Ganguillet & Kutter ist für gebrauchte (versinterte) Leitungen

$$\lambda = 0{,}000648 + \frac{0{,}000648}{\sqrt{d}} + \frac{0{,}0001621}{d},$$ nach

Darcy $\lambda = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}$ und nach

Dupuit $\lambda = 0{,}03025$, in welch letzterem Werth auch alle übrigen Widerstände von Krümmungen etc. einbegriffen wären.

Bei Vernachlässigung der Krümmungen [1]) ergiebt sich aus (2

$$d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}} (\lambda l + 1{,}505\, d) \ldots . (3$$

Liegt überdies der Behälter A (Textfig. 22) ausserhalb der in Betracht gezogenen Strecke, so entfallen aus Formel (1 auch noch die Werthe $\frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g}$, welche auch

---

[1]) Während der Einfluss der Krümmungen bei den Leitungen ausserhalb des Verbrauchsgebietes meistens sehr gering ist und der bezügliche Druckverlust gegenüber jenem des Reibungswiderstandes vernachlässigt werden kann, macht sich derselbe innerhalb jenes Gebietes (namentlich bei den Hausleitungen) bei häufiger Wiederholung scharfer Krümmungen in höherem Grade geltend.

sonst bei langen Leitungen gegenüber den übrigen Verlusten meistens vernachlässigt werden können. [1]) Man erhält dann

$$d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\lambda \frac{Q^2 l}{z}} \ldots (4$$

Da in den obigen Formeln d auch unter dem Wurzelzeichen vorkommt (unmittelbar oder mittelbar, letzteres durch λ, bezw. v), so wird hiefür ein vorläufiger, ungefähr bestimmter Werth eingesetzt. Wird zu dem Behufe etwa $v = 0{,}3$ m angenommen (welche Geschwindigkeit in Wirklichkeit meistens überschritten wird), so ergiebt sich durch Einsetzung dieses Werthes in (4, die Formel von Dupuit

$$d = 0{,}3 \sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{z}} \ldots (5$$

welche zu jener vorläufigen Bestimmung von d verwendet werden kann.

Eine andere Herleitung des Rohrdurchmessers geschieht bei blosser Beachtung des Reibungswiderstandes nach folgendem Principe. Ist wieder z der zulässige Druckhöhenverlust am Ende B einer Leitung AB von der Länge l, so ist $\frac{z}{l} = I$ das relat. Gefälle der Gefällinie jenes Punktes B. Man hat dann wie bei Leitungen mit freiem Wasserspiegel

$$v = c\sqrt{RI}, \text{ worin } R = \frac{F}{p} = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = \frac{d}{4}, \text{ daher } v = c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}.$$

Nachdem ferner $Q = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi d^2}{4} c \sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}$, so ist

$$d = \sqrt[5]{\frac{64\, Q^2 l}{\pi^2 c^2 z}} = 1{,}45 \sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{c^2 z}}$$

Hierin wird c nach den früher für unbedeckte Leitungen angegebenen Formeln bestimmt.

Werden zwischen A und B die an verschiedenen Punkten erforderlichen Druckhöhen als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Linie des nöthigen Druckes. Bleibt dann diese Linie unter der Gefällinie des Punktes B, so ist der für diesen Punkt berechnete Durchmesser auch für alle übrigen Punkte zwischen A und B genügend, widrigenfalls für diejenigen Punkte wo dies nicht der Fall, eine besondere Berechnung erforderlich ist.

Anderseits ist aber die Rohrweite nur so gross anzunehmen, dass über-

[1]) Nachdem die Geschwindigkeit in den Hauptrohren nur ausnahmsweise grösser als 1 m, so bleibt der Werth für $\frac{v^2}{2g}$ meistens unter 0,05 und daher jener für $\zeta \frac{v^2}{2g}$ unter 0,025.

all noch eine gewisse Druckhöhe erübrigt, da sonst in der Leitung ein Saugen und infolge dessen ein Entweichen von Luft aus dem Wasser stattfindet, welche dann der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Bei Druckleitungen mit künstlicher Hebung ist ferner der Durchmesser so zu bestimmen, dass die Summe der Anlagekosten und der kapitalisirten Betriebskosten zu einem Minimum wird. Dem entspricht in jedem einzelnen Fall eine bestimmte, finanziell günstigste Geschwindigkeit, welche nach O. Smreker gleich sein soll

$$v = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{\mu}{\frac{M}{6} + \frac{3650}{3}\,sk}} \text{ und, da } \frac{\pi d^2}{4}\, v = Q,\; d = 2\sqrt{\frac{Q}{\pi v}}$$

worin μ die Anlagekosten für 1 m Zuleitung vom Durchmesser d, M die Kosten der maschinellen Anlage für je 1 PS, s die Stundenzahl des täglichen Betriebes, und k die Betriebskosten für eine Pferdekraftstunde bedeuten (ZdI. 1889).

Bei Verzweigungen werden für jede der zwischen den bezügl. Zweigpunkten gelegenen Strecken von den Längen $l_1\, l_2\, l_3$.. mit den Wassermengen von bezw. $Q_1\, Q_2\, Q_3$.. die Durchmesser $d_1\, d_2\, d_3$.. in obiger Weise besonders bestimmt, wobei die zwischen den Endpunkten dieser Strecken geltenden Druckhöhenverluste in Betracht kommen.

Als ein einfaches Beispiel über die Berechnung von Druckleitungen möge hier das bei Projektirung der Wasserversorgung des Bahnhofes Limburg a. d. Lahn befolgte Verfahren angeführt werden.

Das Wasser wird hier in einer Leitung von der Länge $l = 230$ m mittels Pumpe zu einem Hochbehälter auf 40 m Höhe gehoben, von wo es mit natürlichem Gefälle in einer Rohrleitung von der Länge $l_1 = 500$ m dem Bahnhofe zufliesst. Der Bedarf wurde für 48 Tenderfüllungen zu 8 cbm, nebst Werkstättenbedarf etc. gleich 480 cbm in 24 Stunden angenommen, welche in 10 stündiger Arbeit zu beschaffen sind. Demnach ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \frac{480}{10\,.\,60\,.\,60} = 0{,}01333 \text{ cbm.}$$

1) Die aufsteigende Rohrleitung. Hiefür wurde die Geschwindigkeit $v = 0{,}8$ m angenommen (nach Redtenbacher für Saugrohre $v \lesseqgtr 1$ m), daher

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}01333}{0{,}8} = 0{,}0166 \text{ qm,}$$

dem ein Durchmesser $d = 0{,}145$ m entspricht, wofür $d = 0{,}15$ m, bezw. $\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}0176$ genommen wurde. Dem entsprechend ist

$$v = \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} = 0{,}75 \text{ m.}$$

Für diese Geschwindigkeit beträgt nach der obigen Weisbach'schen Formel $\lambda = 0{,}025$, daher der Druckhöhenverlust

$$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 1{,}1 \text{ m}.$$

2) Die absteigende Rohrleitung. Die Dauer einer Tenderfüllung wurde zu 4 Minuten angenommen. Daher beträgt die in der Sekunde zu liefernde Wassermenge

$$Q_1 = \frac{8}{4 \, . \, 60} = 0{,}0333 \text{ cbm}.$$

Wird hier vorläufig $\lambda_1 = 0{,}025$, und der Druckhöhenverlust $z_1 = 4$ m angenommen, so ergiebt sich

$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{\frac{\lambda_1 Q_1^2 l_1}{z_1}} = 0{,}195$ m, wofür $d_1 = 0{,}2$ m angenommen wurde. Für diese lichte Weite ergiebt sich die Geschwindigkeit

$v_1 = \frac{Q_1}{\frac{\pi d_1^2}{4}} = 1{,}05$ m und $\lambda_1 = 0{,}0237$, daher

$$z_1 = \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 3{,}3 \text{ m}.$$

Mit Rücksicht auf die von der Pumpe zu liefernde Wassermenge $Q = 0{,}01333$ cbm $= 13{,}32$ Liter, bezw. kg, ist die Arbeitsleistung derselben bei 40 m Förderhöhe

$A = \frac{13{,}33 \times 40}{75} = 7{,}11$ PS und die erforderliche Bruttoleistung der Dampfmaschine

$N = \frac{4}{3} \times 7{,}11 \cong 10$ PS, (CBl. 1884, S. 507).

Bei ausgeführten Druckleitungen kann der an jeder Stelle vorhandene hydraulische Druck durch Anbringung eines Manometers unmittelbar gemessen werden. [1]) Durch Abzug desselben vom hydrostatischen Drucke ergiebt sich der Druckverlust.

Bei städtischen Wasserleitungen sind solche unmittelbare Druckbestimmungen insofern von Wichtigkeit, als man aus der Kenntniss des wirklichen Druckverlustes mit grösserer Sicherheit auf die nöthigen Rohrdurchmesser bei Erweiterungen des Rohrnetzes und auf die künftigen Druckverluste bei zunehmendem Verbrauche schliessen kann, als durch blosse Berechnung. Es ist nämlich der Druckhöhenverlust nach Formel (1 mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand allein

$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$, daher unter Beachtung dass $v = \frac{4Q}{\pi d^2}$

$$z = \lambda \frac{8l}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{d^5}$$

Demnach ist für konstantes λ, bei gleichbleibendem Durchmesser d, der einer Wassermenge Q_1 entsprechende Druckhöhenverlust

[1]) Die Firma Dryer, Rosenkranz & Droop in Hannover liefert z. B. solche an Hydranten anzubringende Manometer mit selbstthätiger Aufzeichnung des in jedem Augenblick vorherrschenden Druckes auf einem beweglichen Papierstreifen.

$$z_1 = z \frac{Q_1^2}{Q^2}$$

und bei gleichbleibender Wassermenge Q, der einem Durchmesser d_2 entsprechende Druckhöhenverlust

$$z_2 = z \frac{d^5}{d_2^5}.$$

Es ist daher der Druckhöhenverlust direkt proportionirt mit dem Quadrate der Wassermenge, dagegen umgekehrt proportionirt mit der fünften Potenz des Rohrdurchmessers.

So erhielt beispielsweise bei der ursprünglichen vor ca. drei Decennien ausgeführten Wasserleitungsanlage in Helsingfors ein grösserer Theil der Leitungsröhren in den Strassen einen Durchmesser von 102 mm. Die Zunahme der Bevölkerung bezw. des Wasserverbrauches hatte jedoch in letzterer Zeit bei diesen Röhren so grosse Druckverluste zur Folge, dass die vorhandenen Druckhöhen nicht mehr genügten. Als dann diese Röhren durch solche von 152 mm ersetzt wurden, ergab sich an den betreffenden Stellen sofort eine wesentliche Steigerung des Druckes.

Die Wandstärke der Röhren.

Bei gewöhnlichen Rohrleitungen mit kleinerem Druck (bis zu etwa 10 Atm.) kann die Berechnung der Wanddicke δ unter Annahme der gleichmässigen Vertheilung der Zugspannungen in einem axialen Längenschnitte des Rohres geschehen. Mat hat dann, wenn k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, p_1 den spec. inneren Druck (Wasserdruck nebst Atmosphärendruck) und p_2 den äusseren Druck (Erddruck, Grundwasser- oder Tagewasserdruck nebst Atmorphärendr.) bedeutet, bei Betrachtung der Längeneinheit des Rohres

$$2\delta k = p_1 d - p_2 (d + 2\delta)$$

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{p_1 - p_2}{k + p_2} d$$

Wird mit $p = p_1 - p_2$ der innere Überdruck bezeichnet und im Nenner p_2 gegenüber k vernachlässigt, so erhält man bei Hinzufügung einer mit Rücksicht auf den praktischen Gebrauch erforderlichen Konstanten c

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{pd}{k} + c.$$

Die Konstante c stellt die kleinste praktisch zulässige Dicke vor, welche zur Anwendung kommen muss, wenn $p = 0$, und wird zwischen etwa 7 und 9 mm angenommen. Ferner kann man bei Einführung von p im Atm. (bezw. kg/qcm) etwa annehmen, für Gusseisen $k = 200$ kg/qcm und für Schweisseisen bezw. Flusseisen $k = 1000$ kg/qcm. Es ergiebt sich daher für gusseiserne Röhren für beispielsweise 5 Atm. Überdruck und für den Mittelwerth $c = 8$ mm

$$\delta = 0{,}0135\, d + 8 \text{ mm}.$$

Bach schlägt vor, für $p \lesseqgtr 10$ Atm.:

Für stehend gegossene Röhren $\delta = \frac{d}{60} + 7$ mm

» liegend » » $\delta = \frac{d}{50} + 9$ mm.

Für höheren Druck empfiehlt sich die folgende Formel von Bach:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \left(\sqrt{\frac{k + 0{,}4p}{k - 1{,}3p}} - 1 \right)$$

worin $k = 100$ bis 250 kg/qcm. Wenn sich nach dieser Formel kleinere Werthe ergeben als nach obigen, so sind jene massgebend.

Eine andere in der Praxis für höheren Druck häufig angewendete Formel ist jene von Brix:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \frac{p}{k} \left[1 + \tfrac{1}{2} \frac{p}{k} + \tfrac{1}{8} \left(\frac{p}{k} \right)^2 \right] + c.$$

So wurde beispielsweise bei Projektirung der in neuerer Zeit ausgeführten hydraulischen Kraftanlagen im Hafen von Bremen diese Formel benutzt und dabei für Gusseisen $k = 250$ kg/qcm und $c = 8$ mm angenommen. Für $p = 50$ Atm. ergab sich $\delta = 0{,}111\, d + 8$ mm (HZ. 1889, S. 28—AN. 1891).

c. Ausführung der Druckleitungen.

Bei kleinerem Druck können die Leitungen allenfalls aus Mauerwerk, Beton, Thonröhren oder aus Holz zur Ausführung kommen, während für grösseren Druck hiezu Gusseisen oder Schweisseisen bezw. Flusseisen (Stahl) angewendet wird.

Da das Mauerwerk und der Beton nur einen sehr geringen Widerstand gegen Zugspannungen besitzen, so eignen sich diese Materalien im Allgemeinen nicht für Druckleitungen, und können daher nur in Frage kommen bei sehr geringem inneren Überdruck oder überwiegendem äusseren Druck. In solchen Fällen werden derartige Leitungen namentlich bei grösserem Querschnitt mit Vortheil angewendet (namentlich bei Benutzung von Monier-Röhren). Desgleichen kommen hölzerne Leitungen und solche aus Thonröhren nur bei kleinerem Überdruck zu untergeordneten Zwecken zur Anwendung.

Bei der Wasserversorgung von Ortschaften werden meistens gusseiserne Röhren und zuweilen, namentlich bei grösserem Durchmesser und grösserem Druck auch Röhren aus Schweiss- oder Flusseisen angewendet.

Hölzerne Rohrleitungen.

Hölzerne Rohrleitungen werden am einfachsten durch Anwendung von ausgebohrten Baumstämmen hergestellt. Dieselben haben aber ausser dem Nachtheil

eines nur kleinen zulässigen Überdruckes in dieser Form auch den Nachtheil eines sehr beschränkten Querschnitts, bezw. einer nur kleinen Wassermenge. Ausserdem haben hölzerne Leitungen den Nachtheil geringer Dauerhaftigkeit, sowie dass bei denselben das Wasser durch die Fäulniss des Holzes bald einen schlechten Geschmack bekommt. Es werden daher derartige Leitungen nur mehr selten, für geringeren Bedarf, zu provisorischen Zwecken und allenfalls an Stellen wo eiserne Röhren schwer erhältlich sind, angewendet.

Ausser dieser primitiven Art giebt es auch noch hölzerne Leitungsröhren von grösserem Durchmesser, welche nach Art der Fässer aus durch eiserne Ringe zusammengehaltenen Dauben bestehen, sowie auch gepresste Röhren aus Holzmasse.

Zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit ist es angezeigt die hölzernen Röhren mit Creosot zu impregniren oder wenigstens mit Theer zu streichen.

Taf. **VII**, Fig. 28—29. Ausführung hölzerner Rohrleitungen. Man verwendet hiezu möglichst gerade Baumstämme (Föhren, Tannen, Fichten), welche ein Bohrloch erhalten, dessen Weite ungefähr gleich ist $^1/_3$ des äusseren Durchmessers. Dies geschieht mittels eines Handbohrers mit so langem Stiel, dass man durch Anbohren von beiden Enden durchdringt.

Die Verbindung der Röhren geschieht am besten entsprechend Fig. 28—28 a, durch stumpfen Stoss und Einschieben einer eisernen Hülse *H* in die Rohrenden. Zur grösseren Sicherheit gegen ein Aufspalten der Rohrenden, werden diese auch durch einen eisernen Ring *a* umschlossen. Eine andere Verbindungsart besteht in einem konischen Ineinandergreifen der Rohrenden, nach Art der Fig. 29, welche den Anschluss einer Zweigleitung darstellt.

Zum zeitweiligen Ausspülen des sich allenfalls ablagernden Schlammes werden solche Leitungen an tiefer gelegenen Stellen mit Reinigungsspunden versehen, bestehend aus Propfen die durch Herausschlagen geöffnet werden. Desgleichen werden an höher gelegenen Punkten solche Spunde zum Auslassen der sich dort sammelnden Luft angebracht, welche sonst der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Leitungen aus Thon- und Steingutröhren.

Hiezu können Röhren gleicher Art verwendet werden wie für städtische Abzugskanäle, nämlich Muffenröhren von etwa 0,6 bis 1,0 m Länge, deren Dichtung durch Einstemmen eines getheerten Hanfstrickes und Umlegen einer Thonwulst oder eines Cementvergusses geschieht. Derartige Leitungen haben zwar den Vortheil einer möglichst grossen Dauerhaftigkeit des Materials, vertragen aber nur einen sehr geringen Überdruck.

Taf. **VII**, Fig. 30. Beispiel einer Druckleitung aus Steingutröhren. Zur Bildung einer Form für den Cementverguss wurde hier ein hölzerner Reiterkasten *K* angewendet, der über die Verbindungsstelle geschoben, mit einer Thonwulst *T* umschlossen und dann wieder herausgezogen wurde. *S* ist ein Reinigungsspund mit Deckel.

Eiserne Rohrleitungen.

Die zu Druckleitungen gewöhnlich verwendeten gusseisernen Röhren werden bis zu etwa 1200 mm Durchmesser und in Längen von 3 und 4 m ausgeführt. Dieselben werden liegend oder stehend gegossen. Da durch letzteres Verfahren ein gleichmässigerer und dichterer Guss erhalten wird, so verdient selbes den Vorzug. Es werden aber, namentlich bei grösserem Durchmesser, auch geschweisste und genietete Blechröhren sowie gewalzte Röhren ohne Nacht (Mannesmann-Röhren) aus Schweisseisen oder Flusseisen angewendet. Ferner werden für die äussersten Verzweigungen der städtischen Wasserleitungen (Hausleitungen) gezogene Schweisseisenröhren und Bleirohre benutzt.

Zum Schutz gegen Rost erhalten die eisernen Leitungsröhren einen Überzug von Asphalt, Theer, Pech u. dgl. welcher Überzug bei erwärmtem Zustand der Röhren aufzubringen ist. Dies geschieht am besten durch Eintauchen der Röhren in die flüssige Schutzmasse, worin sie etwa $^1/_4$ Stunde liegen gelassen werden sollen.

Gewöhnliche Muffenverbindungen.

Die gusseisernen Leitungsröhren erhalten in der Regel Muffenverbindungen, welche durch Verstemmen mittels eines in Holztheer oder Leinöl getränkten Hanfstrickes und eines darauf folgenden Bleiringes gedichtet werden. Diese Verbindungen zeichnen sich durch eine für die meisten Fälle genügende Haltbarkeit und billige Herstellung aus.

Taf. **VII**, Fig. 31. Muffenverbindung (Muffenprofil) bei Gusseisenröhren (Istrianer Eisenbahnen). Der Dichtungshanf *b* wird bis zu ungefähr $^1/_2$ bis $^2/_3$ der Tiefe eingetrieben und darauf der mit Hilfe einer Thonwulst eingegossene Bleiring *a* mittels Meissel eingestemmt. Um den hiedurch, sowie auch durch ungleichförmige Setzungen verursachten Spannungen besser widerstehen zu können ist die Muffe am Ende durch eine Wulst verstärkt. Das Blei soll möglichst weich sein.

» Fig. 32. Deutsches Normalmuffen-Profil (gemeinschaftlich aufgestellt im Jahre 1882 vom Verein Deutscher Ingenieure und dem deutschen Vereine von Gas- und Wasserfachmännern). Die nachfolgenden Masse sind der bezüglichen Normal-Tabelle entnommen.

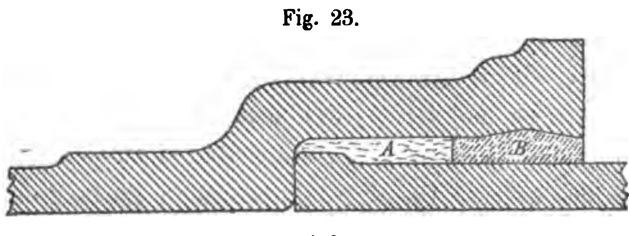
Licht. Durchm. des Rohres D	mm	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Normale Wandstärke δ . . .	mm	8	9	11	13	14,5	16	17	19	21	22,5	24	26	28
Stärke der Dichtungsfuge f .	mm	7,5	7.5	8	8,5	9,5	10	10,5	11	12	12,5	13	13	13
Innere Fugentiefe t	mm	77	88	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150
Dichtungstiefe t'	mm	65	74	83	85	88	91	94	96	98	101	104	106	108
Übliche Nutzlänge L . . .	m	2	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4

Annähernd ist $\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5$ mm, die Dicke der Muffe im Inneren $y = 1{,}4\,\delta$ und am äusseren Ende $x = 7 + 2\delta$. Gemäss diesen Bestimmungen werden die Röhren auf 20 Atm. geprüft und eignen sich für einen Betriebsdruck von 10 Atm.

Man hat aber mit derartigen vollkommen glatten Muffen stellenweise die Erfahrung gemacht, dass bei grösserem Druck die Dichtung leicht herausgetrieben wird, weshalb man zur grösseren Sicherheit hiergegen die Muffenwand am äusseren Ende oft mit einer Rille versieht, durch welche der Bleiring festgehalten wird.

So hat man bei den älteren Zuleitungsröhren des Wasserwerkes von Helsingfors, welche mit glatten Muffen versehen sind, die Erfahrung gemacht, dass man dieselben einem Drucke von etwa 8 Atm. nicht aussetzen könnte ohne Gefahr dass die Dichtungen herausgetrieben würden. Es kamen daher in der Folge in Helsingfors und anderen finnischen Städten immer Muffen von der in Textfig. 23 (Röhre von 300 mm Dmr.) ersichtlichen Anordnung, mit einer keilförmigen Rille zur Anwendung.

Fig. 23.



1:3

Muffenprofil mit keilformiger Rille (Helsingfors).

Taf. **VII**, Fig. 33. Muffenverbindung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, mit halbkreisförmiger Rille. Diese Anordnung erscheint weniger zweckmässig als die vorige, da hiebei das Nachtreiben des Bleiringes erschwert wird. Es ist sogar denkbar, dass derselbe beim Verstemmen von dem in der Rille befindlichen Theil abgerissen wird.

Die Röhren sind hier wie auch bei Textfigur 23 am anderen Ende (Schwanzende) mit einer Verstärkungswulst versehen deren Hauptzweck es ist, ein Eindringen des für den Dichtungshanf allenfalls angewendeten Leinöls in das Innere des Rohres und die bezügl. Verunreinigung des Wassers möglichst zu verhindern. Ausserdem wird hiedurch wohl auch eine grössere Sicherheit gegen Beschädigungen dieses Rohrendes beim Transport und bei Setzungen erreicht.

Bei der neuersten finnischen Wasserleitungsanlage in Tammerfors wurde diese Wulst 3 mm hoch und je nach dem Rohrdurchmesser 15 bis 25 mm breit angenommen.

Taf. **C**, Fig. 10. Muffenverbindung mit beiderseitigen Rillen in Muffe und Schwanzende der Röhre (Wasserleitung von Upsala). Es ist dies eine zweckmässige Kombination der vorgenannten zwei Anordnungen, wobei die keilförmige Rille der Muffe ein Nachtreiben des Bleiringes ohne Gefahr des Abreissens gestattet (IFF. 1876).

Taf. **VII**, Fig. 34—34 a. Muffenverbindung von Forster mit Dichtung mittels Gummiring. Der Ring wird zuerst entsprechend Fig. 34 a an das Rohrende bei *a* angelegt, worauf sich derselbe beim Ineinanderschieben der Röhren von *a* nach *b* verschiebt. Hiebei wird der Ring gleichzeitig zusammengedrückt und dadurch ein dichter Anschluss an die Muffe erreicht. Das System kam beispielsweise in Newcastle zur Anwendung.

Sphärische Muffenverbindungen.

Nachdem die angeführen gewöhnlichen Muffenverbindungen nur geringe Abweichungen von der geraden Richtung des Rohrstranges zulassen, werden dort wo entweder in vorhinein stärkere Abweichungen erforderlich, oder durch ungleichförmige Setzungen des Bodens zu erwarten sind, und dadurch bei gewöhnlichen

Muffenverbindungen Undichtheiten und Rohrbrüche zu befürchten sind, s. g. sphärische Muffenverbindungen nach Art der Kugelgelenke angewendet.

Taf. **VII**, Fig. 35. Sphärische Muffenverbindung mit Bleiverguss bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung (Führung unter dem Wien-Flusse). Das nach einer Kugelfläche geformte Rohrende gestattete den 1,9 m langen Rohren von 950 mm Dmr. ein Auslegen in Curven bis zu 13 m Halbmesser.

Hiebei sollte die Leitung von den Ufern ausgehend bis zu 3,3 m Tiefe unter die Flusssohle gesenkt werden, so dass sie noch eine 2 m dicke Schotterüberdeckung erhalten konnte. Zu dem Zwecke geschah die Einlegung der Röhren zwischen beiderseitigen Fangdämmen, wo nach Ausschöpfung des Wassers der Erdaushub im Trockenen geschah. Das Wasser des Flusses wurde dabei mittels einer Schleuse durch die Fangdämme abgeleitet. Der fertige Rohrstrang wurde einer Probe von 12 Atm. Druck unterzogen und vollkommen dicht befunden. Zur Vermeidung von umgleichmässigen Setzungen und zum Schutz gegen Beschädigung durch das mit Säuren etc. verunreinigte Wasser des Wienflusses wurde der Rohrstrang vor der Überschüttung ganz in Beton eingehüllt.

Man kann aber mittels derartiger spärischer Muffen eine solche Leitung am Boden eines Flusses etc. auch durch unmittelbares Absenken des über Wasser hergestellten Rohrstranges ausführen. Hiebei müssen jedoch die Verbindungen so beschaffen sein, dass sie eine freie gelenkartige Bewegung der Röhren zulassen, ohne undicht zu werden. Die hiebei verwendeten Blei- oder Gummidichtungen müssen dann gegen eine Verschiebung bei jenen Bewegungen in entsprechender Weise festgehalten werden. Bei den Bleidichtungen geschieht dies mittels Rillen, womit das Blei entweder an der Muffe oder am Schwanzende der Röhre festgehalten wird. Das Absenken geschieht dann von festen oder von schwimmenden Gerüsten aus.

Taf. **C**, Fig. 9—9 a zeigt ein Beispiel dieser Art, nämlich das Absenken des Haupt-Zuleitungsrohres an den Seeboden bei der Wasserleitung von Tammerfors. Hiebei kamen blankgedrehte sphärische Muffen mit aufgezogenen Schweisseisenringen *R* und Bleiverguss *B* zur Anwendung, welch letzterer mittels Rille am Schwanzende der Röhre anhaftet (Fig. 9 a). Zur Vermeidung von Luftblasen im Bleiverguss wurde die Muffe mit Luftlöchern *L* versehen. Das Absenken des Rohrstranges geschah von einem Gerüste aus, allmählich, von einem Ende zum anderen fortschreitend (Fig. 9), wobei das Vergiessen der Verbindungen von einer beweglichen Plattform *P* aus geschah. Die Verbindung gestattete eine grösste Abweichung von 18°.

Eine Anlage gleicher Art kam vorher in Helsingfors (im Tölö viken) zur Ausführung. Der bezügliche Rohrstrang wurde hier auf 8 Atm. Druck geprüft und vollkommen dicht befunden.

» Fig. 10. Sphärische Muffenverbindung ähnlicher Art wie die vorige, angewendet bei den genieteten Blechröhren der Alameda-Wasserleitung der Spring-Valley Wasserwerke von San Francisco. Est ist dies eine Anordnung, welche bei der Kreuzung der Meeresbucht von San Francisco zur Anwendung kam, wobei zwei Rohrstränge von je 406 mm Weite an den Meeresboden versenkt wurden. Die Dichtung geschah auch hier durch eingegossenes und verstemmtes Blei. Die grösste Abweichung der einzelnen Röhren von der geraden Richtung betrug 20° (CBl. 1891, S. 78).

Taf. **VII**, Fig. 36—36 b. Sphärische Muffenverbindung von Badois (Wasserleitung der Stadt Albi), wobei die Dichtung durch einen eingelegten Gummiring erreicht

wird, welcher durch einen an die Muffe angeschraubten, aus zwei Theilen bestehenden Eisenring angepresst ist. Die Anordnung gestattet eine Abweichung von der geraden Richtung bis zu 30°.

Taf. **C,** Fig. 10. Sphärische Muffenverbindung gleicher Art wie die vorige, angewendet bei der Wasserleitung von Upsala, unter dem Fyris-Flusse (IFF. 1876).

Legen der Rohrleitungen.

Taf. **VII,** Fig. 37—37 a. Verfahren beim Legen der Rohrleitungen. Hiebei wird die Baugrube in den nördlichen Ländern bis zu wenigstens 1 $^1/_2$ bis 2 m Tiefe, mit einer Sohlenbreite von ungef. $d + 0{,}25$ m ausgehoben, wenn d der Rohrdurchmesser ist. Die Seitenwände werden möglichst steil angeordnet (mit etwa $^1/_{10}$ Anlage bis lothrecht) und je nach der Bodenbeschaffenheit, der Tiefe und der Dauer des Offenhaltens der Grube, entweder wie im vorliegenden Beispiel unversteift gelassen, oder es kommt eine aus wagrechten oder lothrechten verspreizten Bohlen bestehende Absteifung zur Anwendung (vergl. »Grundbau» Taf. 2 Fig. 35—36). Zur Minderung des Aushubes und zur Stützung der Seitenwände werden auch wie im vorliegenden Beispiel, in gegenseitigen Abständen entsprechend der Rohrlänge, Querwände von etwa 0,6 m Dicke übrig gelassen, und zum Durchstecken der Röhren entsprechend untertunnelt.

Das Hinablassen der Röhren geschieht entweder wie in Fig. 37 a mittels Seilen von Hand, oder (namentlich bei grösseren Dimensionen) mit Hilfe eines über der Baugrube aufgestellten, leicht transportablen Gerüstes und unter Anwendung von Flaschenzügen oder Winden.

Geschweisste und genietete Röhren.

» Fig. 38. Muffenverbindung bei geschweissten Schmiedeisenröhren mit angewalzter Muffe, wie solche beispielsweise von der Firma Schulz Knaudt in Essen bis zu 1400 mm Dmr. geliefert werden.

Bei grösserem Durchmesser werden auch genietete Schweisseisen- und Stahlröhren angewendet. So besteht z. B. die Wasserleitung der Elektrischen Anlage in Utah aus Stahlröhren von 1,83 m Dmr. und 9 $^1/_2$ bis 17 mm Wanddicke, welche in der Längen- und Querrichtung nach Art der Dampfkessel genietet sind (Eng. 1898. I. S. 230). Ferner besteht die im Jahre 1888 erbaute 42,2 km lange Alameda-Leitung der Spring-Valey Wasserwerke von San Francisco aus genieteten Röhren von 4,1 bis 5,7 mm Wanddicke, sowie die 42 km lange Leitung zur Wasserversorgung von Newark aus derartigen Blechröhren aus Siemensstahl, von 1,22 m Durchmesser und 6,4 bis 9,5 mm Wandstärke. Der grösste Druck dieser letzteren Leitung entspricht einer Druckhöhe von 107 m (CBl. 1891, S. 77).

Bei den zu Hausleitungen benutzten gezogenen Schweisseisenröhren von kleinerem Durchmesser geschieht die Verbindung meistens durch gegenseitige Verschraubung.

Im Allgemeinen zeichnen sich derartige Schweiss- und Flusseisen-Röhren vor den gusseisernen durch grössere Widerstandsfähigkeit und ein geringeres Gewicht aus.

Flanschenverbindungen, Formstücke.

Flanschenverbindungen kommen meistens nur bei höherem Druck, wo Muffenverbindungen keine genügende Dichtigkeit mehr gewähren, zur Anwendung. Bei gewöhnlichen Leitungen können diese Verbindungen an steilen Stellen angezeigt sein, wo Muffenverbindungen durch Verschiebungen leicht undicht werden.

» Fig. 39. Flanschenverbindung. Nach den vom Vereine deutscher Ingeniure und dem deutschen Vereine von Gas- u. Wasserfachmännern aufgestellten Bestimmungen ist annähernd:

die Flanschendicke $d = \frac{D}{40} + 16{,}5$ mm

der Flanschendurchmesser $D' = 1{,}11\,D + 120$ mm

Breite der Arbeitsleiste $b = \frac{D}{60} + 27$ mm

Höhe » » $h = 3$ bis 5 mm

Schraubendurchmesser $s' = \frac{D}{60} + 14{,}5$ mm

Schraubenlochdurchmesser $s = s' + 2$ bis $s' + 2{,}5$ mm.

Anzahl der Schrauben $i \gtreqless 0{,}022\,D + 3$.

Die Flanschenverbindungen werden durch Einlegen eines Gummi- oder Lederringes gedichtet.

Taf. **VII**, Fig. 40. Flanschenverbindung mit nur 2 Befestigungsschrauben. Diese beispielsweise bei den Leitungen der hydraul. Kraftanlagen in den Häfen von Antwerpen und von Bremen angewendete Anordnung hat den Vortheil der bequemen Zugänglichkeit der Schrauben (HZ. 1889—NA. 1891, Pl. 47—48).

Die Flanschenverbindung kommt hauptsächlich bei hydraulischen Kraftanlagen sowie bei stärkerem Gefälle zur Anwendung, wo die Röhren einer Verschiebung in der Längenrichtung ausgesetzt sind und Muffenverbindungen dadurch undicht würden.

Taf. **VII**, Fig. 41—45. Formstücke (Façonröhren) für gusseiserne Muffen-Rohrleitungen, und zwar sind Fig. 41 und 42 s. g. Abzweige, Fig. 43 Übergangsrohr, Fig. 44 Überschieber und Fig. 45 Krümmer.

Die in Fig. 41 & 42 dargestellten Formstücke kommen jedoch nur bei grösseren Abzweigungen der Strassenleitungen zur Anwendung, während die kleineren Abzweigungen der Hausleitungen einen unmittelbaren Anschluss durch Anbohren der Strassenleitungen erhalten. Bei leerer Strassenleitung kann ein solcher Anschluss durch unmittelbares Anschrauben an dieselbe, oder mit Hilfe einer s. g. Klemm-Muffe geschehen, während bei gefüllter Strassenleitung die letztere Anordnung erforderlich ist.

Taf. **C**, Fig. 12—13 zeigt die diesbezüglichen, beispielsweise in Helsingfors angewendeten Anordnungen des Anschlusses von Hausleitungen. Bei Anwendung der Klemm-Muffe für den Anschluss an eine gefüllte Leitung (Fig. 13) wird die Muffe mittels einer untergelegten Gummischeibe dicht angeschraubt, die Röhre durch den offenen Hahn H angebohrt und sodann dieser geschlossen, worauf die Hausleitung an diesen angeschraubt wird. Bei leerer Strassenleitung wird die Hausleitung unmittelbar an die Muffe angeschraubt.

d. Erprobung der Wasserleitungsröhren.

Zur Vermeidung der Anwendung von schadhaften Röhren, welche zu Störungen im Betriebe durch Rohrbrüche Veranlassung geben können, pflegt man die Wasserleitungsröhren vor ihrer Verwendung einer Erprobung zu unterziehen. Dies

geschieht durch Abschluss der Enden mittels zweier, durch Spannstangen mit einander verbundener Platten und durch Einpumpen von Wasser, dessen Druck mittels Manometer gemessen wird. Hiebei kann eine gewöhnliche Feuerspritze zur Anwendung kommen (vergl. HZ. 1867, Bl. 372, Fig. 25). Der anzubringende Druck soll in der Regel wenigstens 5 Atm. mehr betragen, als der hydrostatische Druck der Leitung. Man pflegt auch den Probedruck gleich dem zwei — bis dreifachen hydrostatischen Druck der Leitung anzunehmen.

Bei den Röhren für die Wasserversorgung der dalmatinischen Eisenbahnen geschah die Erprobung nach der Formel $A_p = (8 + 1{,}5\,A_f)$ Atm., wobei A_p den Probedruck und A_f den faktischen Maximaldruck der Leitung bedeutet (ÖZ. 1878).

Auch fertige Rohrstränge werden zuweilen auf diese Weise erprobt, wie dies beispielsweise bei einzelnen Strecken der Wiener Hochquellen-Wasserleitung geschehen ist.

e. Besondere Theile und Anlagen der Druckleitungen.

Absperrschieber.

Um bei allfälligen Rohrbrüchen etc. einzelne Theile der Leitung ausser Betrieb setzen zu können, werden sowohl die Hauptzuleitungsrohre, als auch die Verzweigungen von denselben, mit Absperrschiebern versehen. Zur Vermeidung von Stössen durch den Wasserstrom müssen dieselben so beschaffen sein, dass die Absperrung allmählich geschieht. Zu dem Behufe bestehen die Schieber aus einer keilförmigen Schieberplatte, welche zum Absperren der Leitung mittels Schraubenspindel quer in den Rohrlauf niedergeschoben wird. Dieselbe ist entweder eintheilig oder sie besteht aus zwei um ein Charnier beweglichen Theilen. Behufs leichter Zugänglichkeit befinden sich die Schieber in einem mittels Klappe verschlossenen Schieberkasten aus Holz oder Mauerwerk.

Taf. **VII**, Fig. 46—46 a. Älterer Absperrschieber der Wasserleitung von Magdeburg. Diese Anordnung ist insofern unzweckmässig, als die Schieberplatte *a* seitwärtz von der Schraubenspindel *b* angebracht ist, wodurch infolge der excentrischen Kraftwirkung die Bewegung der Platte erschwert wird. Die Bewegung der Spindel geschieht durch Ansetzen eines Schlüssels oder eines Handrades an den viereckigen Spindelkopf.

Die nachstehenden Textfiguren 24 bis 26 zeigen drei andere Anordnungen von neueren Absperrschiebern mit centrischem Angriff der Spindel.

Bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung wurden für Röhren grösserer Weite die Schieber mit horizontaler Spindel angeordnet, wodurch die bei gewöhnlicher Anordnung sonst erforderlich gewesene grössere Tiefenlage der Röhren vermieden und eine bequemere Handhabung des Schiebers erzielt wurde.

Taf. **C**, Fig. 14—14 a zeigt noch eine selbstthätige Absperrklappe, den s. g. Armstrongschieber, wie selber beispielsweise bei den Wasserleitungen von Liverpool, Glasgow, und später auch bei der Hochquellen-Wasserleitung in Wien zur

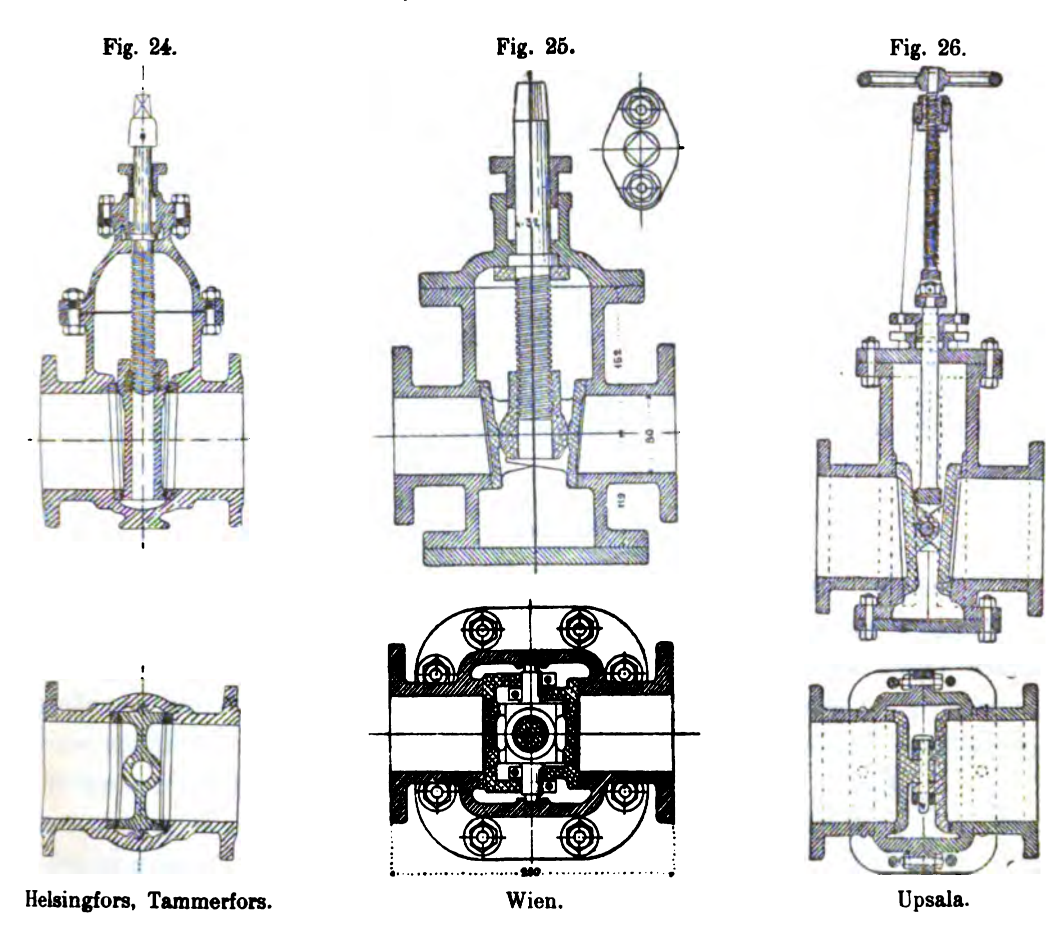


Fig. 24. Helsingfors, Tammerfors. Fig. 25. Wien. Fig. 26. Upsala.

Anwendung kam. Dieselbe bezweckt die selbstthätige Absperrung der Leitung bei einem allfälligen Röhrenbruch und besteht aus einer Drosselklappe D welche am Ende ihrer horizontalen Spindel an der Aussenseite des Rohrstranges eine Scheibe S trägt, über welche eine mit Gewichten Q beschwerte Kette läuft. Dieses Gewicht hat das Bestreben die Klappe zu schliessen, wird jedoch daran durch die Sperrklinke E verhindert, die in den Sperrhaken F der Scheibe S eingreift. Am anderen Ende wird wieder die Klinke E von einem anderen, mit dem Gegengewicht K versehenen Sperrhaken G gestützt, welcher am Ende einer Achse GZ_1 (Fig. 14 a) sitzt und durch das am Ende eines seitlichen Rohrstutzens befindliche Zahnradpaar $Z_1 Z$ in Bewegung gesetzt wird. Die lothrechte Spindel BC des Zahnrades Z trägt in der Mitte einen bis zum Rohrstrang reichenden wagrechten Arm, welcher hier eine flache Scheibe A trägt, so dass sie ihre flache Seite der Strömung zukehrt, während das andere Ende des Armes ein Gegengewicht H trägt.

So lange nun die Geschwindigkeit des Wassers eine gewisse Grenze nicht übersteigt, bliebt das Scheibenblatt A, durch die Wirkung des Gewichtes K, in seiner Lage. Wenn aber auf der stromabwärtz gelegenen Seite ein Röhrenbruch eintritt, so wird die Geschwindigkeit des Wassers längs des Rohres voraussichtlich wachsen, und die Scheibe A vorwärtz gepresst. Infolge dessen wird der Sperrhaken G zurückgezogen, die Klinke E ausgelöst und die Scheibe S durch das Gewicht Q in Bewegung gesetzt, bezw. die Drosselklappe D geschlossen. Dadurch, dass die Spindel der Drosselklappe um ca. 40 m/m excentrisch liegt, macht sich beim Schliessen nebst dem Gewichte Q auch der Wasserdruck geltend.

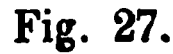
Zur Vermeidung von Stössen beim Schliessen der Klappe wird die Bewegung des Gewichtes Q durch den am anderen Ende der Kette in einem Cylinder befindlichen Kolben P dadurch verzögert, dass das obere Ende des Cylinders durch eine kleine Röhre L mit dem kleinen Behälter R in Verbindung steht, in welchen das über dem Kolben befindliche Wasser emporgepresst wird. Durch eine zweite Röhre M steht der Boden des Cylinders mit dem Behälter in Verbindung.

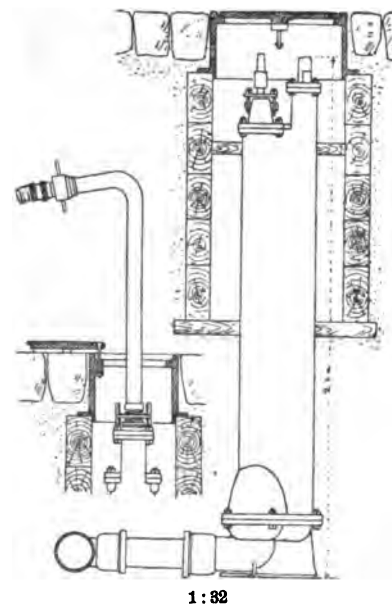
In der ersteren Röhre L ist ein Abschlusshahn I angebracht, der durch einen Hebelarm N bewegt wird. Sobald die Scheibe S bezw. die Drosselklappe anfängt sich zu bewegen, hebt ein an der Scheibe angebrachter Stift den Hebelarm N und schliesst so allmählich den Hahn I, wodurch das Drehen der Klappe immer mehr verzögert wird. Hiedurch nimmt das Abschliessen eine Zeit von etwa drei Minuten in Anspruch.

Soll die Klappe wieder geöffnet werden, so muss eine kleine Handpumpe H benutzt werden, um den Kolben auf den Boden des Cylinders niederzudrücken (Mb.).

Hydranten.

Behufs Wasserentnahme in den Strassen zu Feuerlöschzwecken, Besprengen der Strassen etc. werden an den Strassenleitungen in gewissen gegenseitigen Abständen (etwa 40 bis 100 m) s. g. Hydranten angebracht. Es sind dies in gemauerten oder hölzernen Kasten befindliche, mit einem Absperrventil versehene Rohraufsätze, an welche zu obgenannten Zwecken ein Schlauch angeschraubt wird, dem nach Öffnung des Ventils das Wasser zuströmt. Der Kasten ist mittels einer Klappe geschlossen.


Fig. 27.


1:32
Hydrant (Helsingfors).

Dort wo der Schnee in den Strassen längere Zeit liegen zu bleiben pflegt wird die Lage der Hydranten durch an den Hauswänden angebrachte Tafeln erkenntlich gemacht, durch Angabe des Abstandes winkelrecht von der Wand und event. auch jenes in der Strassenrichtung.

Taf. VII, Fig. 47—47 a. Hydrant der Wasserleitung von Magdeburg, mit gemauertem Kasten.

Nebenstehende Textfig. 27 zeigt die Anordnung der in Helsingfors angewendeten Hydranten mit hölzernem Kasten.

Luftventile, Ausgusscisternen, Schlammkasten, Entlastungskasten, Abstürze.

Da sich aus dem Wasser Luft ausscheidet welche zu den höher gelegenen Punkten der Leitung emporsteigt, so muss derselben Gelegenheit zum Anstritt aus der Leitung bereitet werden, da sonst grössere Luftsammlungen der Fortbewegung des Wassers hinderlich sind. Dies geschieht entweder durch Anbringung von Lufthähnen gleicher

Art wie die Hydranten, durch deren zeitweiliges Öffnen die Luft ausgelassen wird, oder durch Anbringung von selbsthätigen Luftventilen, die so beschaffen sind, dass sie aus der Leitung stets die Luft, nicht aber das Wasser entweichen lassen.

Taf. **VII**, Fig. 48. Selbsthätiges Luftventil der Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Es ist dies ein Kegelventil, welches mit einer Schwimmkugel in Verbindung steht, so zwar, dass bei vorhandener Luft das Ventil niedersinkt und den Anstritt der Luft gestattet, während beim Steigen des Wassers bis zur Schwimmkugel, diese, und damit auch das Ventil gehoben und die Öffnung geschlossen wird.

» Fig. 49. Selbsthätiges Luftventil mit cylindrischem Schwimmer (Normalien der Donetz'schen Steinkohlenbahn).

Wenn das Längenprofil einer Leitung so beschaffen ist, dass das Wasser von den höchsten Punkten mit natürlichem Gefälle ablaufen kann, so kann es vortheilhaft sein, an diesen Punkten s. g. Ausguss-Cisternen anzuordnen, bei welchen zugleich die Luft einen Austritt findet.

Da sich ferner namentlich an den tiefsten Stellen der Leitung Schlamm-Ablagerungen bilden, so werden hier zum Auspülen der Leitung s. g. Ablässe oder Schlammkasten angebracht welche durch Öffnen eines Hahnes entleert werden, wie aus dem folgenden Beispiel zu ersehen.[1])

Taf. **C**, Fig. 15—17 a. Anlagen der Wasserleitung der Station Sebenico (Dalmatien). Das aus der Kerka entnommene Wasser wird entsprechend dem Längenprofil Fig. 15 bis zu einem 183,7 m über Meeresfläche gelegenen Bergrücken A_1 emporgepumpt und dort in eine Ausgusscisterne von der in Fig. 16—16 a ersichtlichen Anordnung entleert. Von hier fliesst das Wasser mit freiem Gefälle über drei andere, gleichfalls mit derartigen Ausgusscisternen versehenen Bergrücken A_2, A_3 und A_4, so dass jede Rohrstrecke von einer Höhe bis zur nächsten ganz unabhängig als kommunicirendes Rohr (Syphon) wirkt. An den tiefsten Punkten B_1, B_2 und B_3 dieser Syphons befinden sich Schlammkasten von der in Fig. 17—17 a ersichtlichen Anordnung (ÖZ. 1878).

» Fig. 18. Ausguss-Cisterne der Wasserleitung der Station Cafanaro in Istrien, zu gleichem Zwecke angewendet wie im vorigen Beispiel. Dieselbe besteht aus einem runden gusseisernen Behälter mit Überlaufrohr, an den sich unten das Ein- und Ablaufrohr anschliesst (ÖZ. 1878).

Bei Leitungen mit grösserem Gefälle werden zuweilen zur Vermeidung eines zu grossen Druckes und eines Zerreissens der Leitung Abstürze und Entlastungskasten eingeschaltet, zwischen denen der grösste Druck der gegenseitigen lothrechten Entfernung jener Anlagen entspricht. Anlagen dieser Art sind aus nachfolgendem Beispiel zu ersehen.

Taf. **D**, Fig. 1—4. Wasserleitungsanlage der Station Rachitovich in Istrien. Diese Station wird von einer 350 m hoch gelegenen Quelle mit Wasser versehen, welche entsprechend Fig. 1—1 a mittels Sickerschlitzen gefasst, in einem Wasserschloss gesammelt und von dort entsprechend Fig. 2 mittels einer steilen Rohrleitung von 60 mm Dmr. der Station zugeführt wird.

Bei einem Abhang von 11 m Höhe wurde diese Rohrleitung durch einen Ab-

---

[1]) Bei den Strassenleitungen geschieht das Spülen durch zeitweiliges Öffnen tiefer gelegener Hydranten.

sturz unterbrochen, welcher entsprechend Fig. 3 in Form eines in den Felsen getriebenen Schachtes ausgeführt ist. Der Schacht wurde angelegt, da ein offener Absturz an der senkrechten Wand ein Vertragen des Wassers durch den dort ungewöhnlich starken Bora-Wind befürchten liess.

Ausserdem wird diese Leitung noch sechsmal durch Entlastungskasten unterbrochen, so dass in keinem Theil der Leitung ein grösserer Druck als 5 bis 6 Atm. (entsprechend 50 bis 60 m Druckhöhe) vorkommt, wodurch trotz der grossen Höhendifferenz zwischen Quelle und Station keine abnormale Wanddicke bei den Röhren erforderlich war. Diese Entlastungskasten (Fig. 4—4 a) sind gusseiserne Gefässe, welche unten den Ein- uud Ablauf haben, und am Deckel mit einem Überlaufrohr versehen sind, durch dessen Verlängerung oder Verkürzung die Höhendifferenzen der einzelnen Theilstrecken geregelt werden können.

In steilen Böschungen wurden zur Vermeidung des Hinabrutschens und der einseitigen Dilatation durch die Einflüsse der Temperatur stellenweise grössere Steine in die Grubensohle fest eingelassen auf welcher die Röhren in Vertiefungen ruhen und sich mittels an denselben befestigter Rohrschellen an die Steine anlegen. Zur Vermeidung des Abrutschens des Deckmaterials liess man in solchen steilen Partien von Zeit zu Zeit ein etwa 1 m langes Stück des Grabens stehen, durch welche Theile dann die Leitung tunnelartig durchgeschoben wurde (OZ. 1878).

Apparate zur Kontrolle des Wasserverbrauches.

Der Wasserverbrauch geschieht entweder unentgeltlich oder gegen Zahlung einer im Verhältniss zum Verbrauche stehenden Abgabe. Ersteres ist nicht nur der Fall bei allen öffentlichen Brunnen, wie solche mehr oder weniger in allen Städten vorgesehen sein müssen, und bei der Entnahme von Hydranten zum Strassenspülen etc., sondern zuweilen auch ganz allgemein. Es hat aber dieses System den Nachtheil dass dabei leicht bedeutende Wasservergeudungen stattfinden.

Bei der Benutzung des Wassers gegen Zahlung einer Abgabe wird diese entweder schätzungsweise bestimmt (nach der Grösse der Miethe, der Anzahl Wohnzimmer etc.), oder auf Grund einer unmittelbaren Messung der verbrauchten Wassermengen. Der erstere Vorgang hat gleichfalls den Nachtheil der Möglichkeit von schwer nachweisbaren Wasservergeudungen, weshalb das letztere Verfahren, wenn auch hiebei durch die nöthige Anschaffung von Messapparaten mehr oder weniger erhebliche Kosten erwachsen, immer den Vorzug verdient. [1])

Die Messung des Wassers geschieht durch Anwendung von calibrirten Hähnen, geaichten Behältern oder mittels besonderer Wassermesser. Die gewöhnlich benutzten Wassermesser sind von zweierlei Art, nämlich Volumenmesser und Geschwindigkeitsmesser.

[1]) So betrug in Helsingfors vor der obligatorischen Einführung von Wassermessern (unter Bestimmung der Abgaben nach der Anzahl Wohnzimmer) in den Jahren 1894—96 der Verbrauch 61 bis 67 l, nachdem aber nur 51 bis 55 l pro Tag und Kopf. Erfahrungsgemäss kan aber bei unkontrollirter Benutzung der Verbrauch bis auf das Doppelte der sonst erforderlichen Mengen steigen. Es ist daher von Wichtigkeit, dass bei Projektirung von Wasserversorgungsanlagen auf diese Umstände Rücksicht genommen werde.

Die Volumenmesser sind zwei- oder mehrcylindrige Kolbenpumpen (daher auch Kolbenmesser genannt), durch welche das zu messende Wasser passirt, so dass bei jedem von einem Zählwerk markirten Kolbenhub die im Cylinder enthaltene Wassermenge durchfliesst. Da hiebei nicht die geringste Wassermenge ungemessen durchfliessen kann, so hat dieses System den Vortheil der grösstmöglichen Genauigkeit, wogegen aber diese Apparate verhältnissmässig theuer sind, einen bedeutenden Druckverlust verursachen und viel Raum erfordern.

Die Geschwindigkeitsmesser sind von verschiedener Konstruktion, haben aber alle einen rotirenden Theil gemeinsam, gewöhnlich ein Schaufelrad (Flügelrad) nach Art des hydrometrischen Flügels, dessen Bewegung mit der Geschwindigkeit des Wassers zunimmt und auf ein Zählwerk übertragen wird, wo die durchgeflossenen Wassermengen unmittelbar abgelesen werden können (Turbinenmesser). Diese Apparate haben den Vortheil der Billigkeit, verhältnissmässig kleiner Druckverluste und eines kleinen Volumens, jedoch den Nachtheil einer weniger zuverlässigen Genauigkeit und giebt es bei jedem Apparate eine gewisse Geschwindigkeitsgrenze, wobei das Rad nicht mehr in Bewegung gesetzt wird, daher das Wasser ungemessen durchfliesst.

Man pflegt daher bei grösserem Rohrdurchmesser mit dem entsprechenden grösseren Messer auch noch einen kleinen in der Weise in Verbindung zu bringen, dass kleinere Wassermengen durch den letzteren fliessen und von diesem gemessen werden.

Taf. **VII**, Fig. 50. Wassermesser von H. Meinecke jr. (Breslau), bestehend aus einem in die Rohrleitung eingeschraubten Gehäuse mit Flügelrad und Zählwerk. Rechts ist vor dem Einlauf zum Gehäuse eine durchlöcherte Seiherplatte ingesetzt zu denken, zur Abhaltung von etwa im Wasser mitgeführten Gegenständen, welche den Gang des Apparates beeinträchtigen könnten. Dieser Apparat hat eine ausgedehnte Anwendung (auch bei den Wasserleitungen in Finnland hauptsächlich benutzt) und wird für Rohrleitungen von 7 bis 250 mm Dmr. geliefert. Derselbe soll die durchgeflossene Wassermenge bei 2 bis 150 m Druck bis auf 2 % genau angeben.

Eine grosse Verbreitung hat auch der nach dem gleichen Principe gebaute Apparat von Siemens & Halske in Berlin (vergl. HZ. 1869, Bl. 435), sowie jener von Dreyer, Rosenkranz & Droop in Hannover.

Ein zwar selten angewendeter, aber in theoretischer Beziehung interessanter Wassermesser eigenthümlicher Art ist der s. g. Venturimeter. Es ist dies ein Geschwindigkeitsmesser, beruhend auf dem zuerst von Venturi (1796) aufgestellten Principe der Bestimmung der Geschwindigkeit aus den an einer normalen und einer verengten Stelle der Leitung vorhandenen hydraulichen Druckhöhen.

Taf. **D**, Fig. 5 zeigt einen solchen Venturimeter im Längenschnitt, wie solcher beispielsweise beim Wasserwerke von Newark in Amerika in Anwendung ist (ZfB. 1895, Erg. Heft. S. 90).

Sind hiebei A und B die zwei fragligen Stellen mit bezw. normalem und ver-

engtem Querschnitt F und $F_1 = \frac{F}{n}$, ferner die bezüglichen, mittels Manometer gemessenen hydraulischen Druckhöhen h nnd h_1 und die Geschwindigkeiten v und $v_1 = nv$, so ist, wenn H die hydrostatische Druckhöhe jener Stellen bezeichnet

$$\begin{aligned} h &= H - \frac{v^2}{2g}, \\ h_1 &= H - \frac{v_1^2}{2g} \end{aligned} \quad \text{somit } h - h_1 = \frac{1}{2g}(v_1^2 - v^2) = \frac{v^2}{2g}(n-1), \; v = \sqrt{\frac{2g(h-h_1)}{n-1}}.$$

4. Über- und Unterführungen von Wasserleitungen.

Bei der Kreuzung von Wasserleitungen mit Thälern, Flüssen, Kanälen etc. können Überführungen durch s. g. Aquadukte (Wasserleitungs-Brücken) oder Unterführungen mittels s. g. Düker (Syphons) und Dükertunnel in Frage kommen.

Aquadukte haben den Vortheil einer leichteren Zugänglichkeit behufs Reparaturen etc. und (namentlich bei Leitungen mit offenem Wasserspiegel) auch den Vortheil eines geringeren Gefällsverlustes als dies bei Dükern der Fall ist, wogegen dieselben oft den Nachtheil grösserer Anlagekosten, und der unvortheilhaften Einwirkung der Lufttemperatur haben, sowohl auf das Wasser, als in gewissen Fällen auch auf das Bauwerk selbst (bei gemauerten Aquadukten für Leitungen mit freiem Wasserspiegel, welche schwer wasserdicht zu halten sind).

a) Aquadukte.

Je nach dem Zwecke der Leitung, der Wassermenge, dem verfügbaren Kapital und den örtlichen Verhältnissen werden die Aquadukte aus Holz, aus Eisen oder aus Mauerwerk ausgeführt. Die Berechnung und Ausführung geschieht im Allgemeinen nach den Regeln des Brückenbaues.

Hölzerne Aquadukte.

Wegen der Vergänglichkeit des Materials eignen sich hölzerne Aquadukte hauptsächlich nur für Leitungen, die nur zeitweilig in Anwendung sind, sowie für Leitungen bei denen zeitweilige Unterbrechungen der Wasserzufuhr behufs Reparaturen statthaft sind, wie dies beispielsweise bei s. g. Wasserriesen (Flumen) zu Zwecken der Holzflösserei, bei Bewässerungskanälen, und bei den Werkkanälen häufig der Fall ist. Dagegen sind derartige Anlagen zur Wasserversorgung von Ortschaften weniger geeignet und werden hiezu auch nur selten angewendet. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anwendungen dieser Art.

Taf. **VII**, Fig. 51—52 a. Norwegische Wasserriesen zum Zwecke des Holzflös-

sens. Es sind dies aus Bohlen zusammengesetzte viereckige Rinnen (Flossrinnen), welche durch in gegenseitigen Abständen von etwa 1 m angebrachte Rahmen zusammengehalten und meistens wie in Fig. 51—51 a von unbearbeiteten runden Baumstämmen oder gezimmerten Balken getragen wird. Dieselben werden in passenden gegenseitigen Abständen durch hölzerne Böcke, welche auf Steinsockeln aufgestellt sind, oder durch Joche mit eingerammten Pfählen unterstützt. Um bei Stockungen der Hölzer etc. die Rinne an allen Punkten bequem zugänglich zu machen, befindet sich seitwärtz ein Gehsteg mit Geländer.

Bei Fig. 52—52 a wird die Flossrinne (über einer Bucht des Glommen) von zwei hölzernen Fachwerksträgern grösserer Spannweite getragen. Diese Anordnung der Träger ist jedoch im Allgemeinen nicht zu empfehlen.

Taf. **D**, Fig. 6. Wasserriese für den Transport von Holz, wie solche von Alters her in den Alpen gebräuchlich sind. Die Wände bestehen hier aus stärkeren Hölzern, so dass sich die Rinne selbst trägt und besondere Träger hiebei entbehrlich sein können. Die grössere Dicke der Wände erscheint aber auch wegen ihrer verhältnissmässig grossen Abnützung durch die geflössten Hölzer angezeigt (ÖW. 1876, S. 281).

» Fig. 7. Amerikanische Wasserriese für den Holztransport. In Amerika giebt es beispielsweise an der Central Pacific-Bahn solche Anlagen bis zu 30 km Länge, mit einem grössten Gefälle bis zu 1 : 25 und kleinsten Radien von 60 m, gewöhnlich aber mit einem Gefälle bis zu etwa 1 : 50. Der Querschnitt ist hier dreieckig während das Tragwerk von ungefähr gleicher Art zu denken ist wie in Taf. VII, Fig. 51—51 a (ÖW. 1876, S. 281).

» Fig. 8. Einfacher hölzerner Aquadukt für die Überführung eines Bewässerungsgrabens über einen Bach oder Kanal. Boden und Seitenwände bestehen hier aus je einer Bohle von bezw. 9 bis 15 cm und 6 bis 12 cm Dicke, und trägt sich die Rinne selbst. Die Überdachung bezweckt eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit (Pr.).

» Fig. 9—9 c. Aquadukte des Westkanals des Bear River-Bewässerungssystems in Utah (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

» Fig. 10. Aquadukt in einem Bergwerksdistrikt Californiens, welcher in einer Länge von 148 m längs einer hohen Felswand geführt und an dieser aufgehängt ist (bracket-flume). Die Aufhängung geschah mit Hilfe von eisernen Konsolen welche in gegenseitigen Entfernungen von 2,44 m an der Felswand befestigt wurden. Dieselben bestehen aus in der Wand befestigten starken Eisenringen, in welche die aus *z* förmig gebogenen Eisenbahnschienen bestehenden Konsolen eingehängt sind, nebstdem die letzteren am oberen Ende von in der Wand verankerten Hängestangen von 20 mm Stärke gefasst sind (ÖZ. 1885, S. 35).

Bei gewissen Aquadukten, namentlich jenen von Leitungen zur Wasserversorgung von Ortschaften, kann sowohl gegen die Einwirkung des Frostes als auch gegen jene der Sonnenstrahlen eine Isolirung des Wassers durch schlechte Wärmeleiter erforderlich sein. Die folgenden Figuren zeigen einige Beispiele dieser Art.

Taf. **VII**, Fig. 53. Hölzerner Aquadukt in der Gemarkung Neckargemünd über einen Eisenbahneinschnitt, wobei die aus Bohlen bestehende Wasserrinne in einer aus Balken bestehenden Tragrinne, mit einer Hinterfüllung von Stroh, eingebettet ist.

Taf. **D**, Fig. 11. Hölzerner Aquadukt der Wasserleitung von Wiborg, bestehend in der Überführung der zum Hochbehälter führenden Druckleitung von 305 mm Dmr. über ein Gewässer, unter Benutzung einer aus 7 Öffnungen bestehenden hölzernen Sprengwerks-Strassenbrücke von ca. 100 m Länge. Hiebei wurde die in einen hölzernen Kasten eingeschlossene und entsprechend isolirte Leitung an den

Querträgern der Brückenbahn aufgehängt. Die Isolirung besteht aus einer Umhüllung des Rohres mittels Pappe, dann einer Schicht von Kuhhaar-Filz und darauf wieder einer Umhüllung von Pappe, nebst einer Füllung des Kastens mit gestossenen Holzkohlen.

An den Enden des Aquadukes sind überdies Ablasshähne angebracht, welche in strengen Winternächten offen gehalten werden, um das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten.

Eiserne Aquadukte.

Die eisernen Aquadukte bestehen theils aus Leitungen mit offenem Wasserspiegel in Form von Blechrinnen, welche entweder sich selbst tragen oder ein besonderes Tragwerk erhalten, theils bestehen dieselben aus Druckleitungen mit eisernem Tragwerk. Letzteres besteht meistens aus gewalzten Trägern, Blechträgern oder Fachwerksträgern gleicher Art wie selbe bei gewöhnlichen Brücken zur Anwendung kommen.

Taf. **D**, Fig. 12—12 c. Eiserner Aquadukt für die Überleitung eines Baches über den Haupt Zuleitungskanal der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorationsanlage (Prov. Hannover), in Form einer sich selbst tragenden Blechrinne von 14 m Länge 1,5 m Breite und 1,03 m Höhe. Zur Vermeidung von Auskolkungen durch die Wirbelbildungen an den Mündungen des Aquadukts ist der Boden hier durch eine mit Pfahlreihen eingefasste Pflasterung befestigt, nebstdem der Querschnitt des Gerinnes hier erweitert ist.

Behufs Benutzung als Gehsteg ist der Aquadukt mit einem auf Querschwellen ausgelegten Bohlenbelag versehen (HZ. 1892, S. 44. Bl. 5).

Taf. **VII**, Fig. 54—54 a. Aquadukt eines Bewässerungskanals bei den Bewässerungsanlagen von Frenzdorf, bestehend aus einer durch T und L Eisen versteiften und von drei gewalzten I Eisen getragenen Blechrinne von 1,0 m Breite und 0,75 m Wassertiefe. Oben wird die Rinne durch stellenweise aufgenietete Flacheisen zusammengehalten.

» Fig. 55—55 a. Aquadukt der Pariser Vanne-Wasserleitung, von 30 m Lichtweite, über einen zweigeleisigen Eisenbahneinschnitt. Das Tragwerk besteht hier aus einer Fachwerkskonstruktion mit auf der unteren Gurtung liegenden Querträgern und sekundären Längsträgern, welche die für die Aufnahme des Wassers bestimmte Blechrinne tragen. Die Leitung besteht im Übrigen aus einem doppelten Rohrstrang von je 1,15 m Dmr.

» Fig. 56. Übergang der Wasserrinne zum gemauerten Widerlager bei eisernen Aquadukten. Die hier angedeutete, am beweglichen Ende des Aquaduktes anzuwendende Anordnung, besteht aus einem rinnenförmig durchgebogenen Blechstreifen, der einerseits an der Wasserrinne, andererseits am Widerlager wasserdicht befestigt ist, und durch seine gebogene Form nach Art einer Feder die durch den Einfluss der Temperatur bedingten Längenänderungen des Aquaduktes gestattet, ohne undicht zu werden. Am anderen, festen, Ende kann statt dessen in gleicher Weise ein ebenes Blech angewendet werden.

Auch bei eisernen Aquadukten kann gegen die Einflüsse des Frostes und der Sonnenwärme eine Isoliring des Wassers mittels schlechter Wärmeleiter erforderlich sein. Dies ist namentlich bei Druckleitungen mit zeitweilig kleiner Geschwindigkeit der Fall. Eine Anlage dieser Art zeigt das folgende Beispiel.

Taf. **D**, Fig. 13—13 a. Wasserleitungsbrücke über den Wanda-Fluss bei Helsingfors. Diese Anlage bezweckt die Überführung eines Saugrohres von 457 mm

Durchmesser über den Fluss, von den Filtern zum Pumpwerke, und ist eine Blechbrücke von 18,4 m lichter Weite 1 m Höhe und 6 mm Blechdicke. Zum Schutz gegen den Frost erhielt das Rohr zuerst eine Umwickelung von asphaltirtem Dachfilz, dann eine doppelte Schichte von Kuhhaarfilz, darauf eine 76 mm dicke Schichte von Strohbinden von 25 mm Dicke und darauf eine Umwickelung von mit Leinöl gestrichenem Segeltuch. Darauf ist die Brücke ganz mit gestossenen Holzkohlen gefüllt, welche Füllung von einem auf den unteren Gurten aufliegenden Bohlenbelag getragen wird. Zur grösseren Sicherheit wurde zu beiden Seiten des Leitungsrohres noch je ein Dampfrohr eingelegt, welche sich hinter dem Widerlager mit einem vom Pumphause kommenden Zuleitungsrohr vereinigen. Die hinter den Widerlagern lothrecht emporsteigenden Theile des Leitungsrohres sind gleichfalls in Kohle eingebettet (Tkn. 1896, S. 26).

Die folgenden zwei Beispiele zeigen noch zwei eiserne Aquadukte eigenthümlicher Art.

Taf. **D**, Fig. 14—14 a. Eiserner Aquadukt mit doppelter Rohrleitung in Bozen (Tirol). Diese im Jahre 1877 nach dem Projekte des Verfassers von der ehemaligen Firma I. Körösi in Graz ausgeführte Anlage besteht aus einer Blechbrücke, welcher unter Benutzung der gemauerten Pfeiler einer alten Strassenbrücke mit mehreren Öffnungen und hölzernem über die Pfeiler hinaus ragendem Oberbau, ohne Beeinträchtigung des Verkehrs, seitwärtz von der Fahrbahn zur Ausführung kam. Dies geschah in der Art, dass an den Pfeilern kräftige Fachwerkskonsolen befestigt wurden, welche über die Brückenbahn so weit hinausragen dass sie für den neben der Brückenbahn laufenden Aquadukt als Stützen dienen.

Zum Schutz gegen Frost wurde auch hier unter Benutzung eines hölzernen Bodenbelages eine isolirende Hinterfüllung eingebracht.

» Fig. 15—15 e. Kabel-Aquadukt über die Trême der Wasserleitung der Stadt Bulle (Kant. Freiburg). Die Anordnung besteht aus zwei mittels Fachwerk gegen einander versteiften Kabeln, an welchen die Rohrleitung entsprechend Fig. 15 b & 15 c aufgehängt ist (Schweiz Bauztg. 1888—NA. 1888).

Gemauerte Aquadukte.

Die gemauerten Aquadukte sind gewölbte Brücken, welche entweder eine unbedeckte oder bedeckte Leitung mit offenem Wasserspiegel, oder eine Druckleitung tragen. Dieselben bestehen wie die gewöhnlichen Brücken aus Mauerwerk mit natürlichen Steinen, aus Zigelmauerwerk oder aus Beton.

Taf. **VII**, Fig. 57—57 a. Gemauerter Aquadukt mit einfachen halbkreisförmigen Gewölben, der Wiener Hochquellen-Wasserleitung (Thalübersetzung bei Liesing). Der überwölbte Leitungskanal hat eine Breite von 2,6 m und ist von ebenso dicken Widerlagern eingefasst. Behufs Dichtung wurde ursprünglich auch hier wie bei den übrigen Theilen der Leitung ein 5 cm starker Cementverputz angebracht, es hat sich jedoch bald erwiesen, dass hiedurch die nöthige Dichtheit nicht erreicht wurde. Es bildeten sich nämlich infolge der Formveränderungen des Objektes durch die Einwirkung der Temperatur (Ausbauchung durch einseitige Erwärmung durch die Sonne, Verkürzung durch Abnahme der Temperatur) im Verputze Risse, welche zum Durchsickern des Wassers Veranlassung gaben. Man bekleidete daher später die Wasserrinne mit einem elastischen Gemisch von Asphalt, Goudron und Kautschuk.

Die Wiener Hochquellenleitung hat sechs solche grössere Thalübersetzungen, von denen jene bei Liesing und Baden je ca. 730 m lang sind (Mh.—ÖW. 1891, S. 217—HZ. 1891, S. 217—vergl. ÖZ. 1878. Bl. 16).

Taf. **VII**, Fig. 58—58 a. Aquadukt bei Roquefavour des Bewässerungskanals bei Marseille, bestehend aus s. g, Etagenbau mit Gewölben in 3 Stockwerken.

» Fig. 59—59 a. Aquadukt der Pariser Vanne-Wasserleitung über die Thalsenkung von Moret. Dieses Bauwerk besteht aus einer gewölbten Brücke mit elliptischen und halbkreisförmigen Hauptgewölben und darüber befindlichen sekundären Gewölben in zwei Stockwerken über einander, von denen jedoch nur die untere das Bauwerk über die ganze Breite durchbricht, während die obere aus Blindbögen besteht, wie aus Fig. 59 a zu ersehen.

Obenauf liegt unbedeckt die aus einem doppelten Rohrstrang von je 1,15 m Durchmesser bestehende Druckleitung, auf Mauerklötzen von 0,4 × 0,4 m Querschnitt und 2 m gegenseitiger Entfernung (NA. 1873, Pl. 3—4).

Taf. **E**, Fig. 1 & 2. Neuere Aquadukte aus Stampfbeton mit segmentförmigen Gewölben, und zwar führt ersterer eine unbedeckte Wasserleitung über die Murg bei Weissenbach in Baden (erbaut 1885—Schweiz. Bztg. 1888—LL. I. S. 411), während letzterer zur Überführung der Druckleitung der Stadt Kufstein über den Sparchenbach dient (ÖM. 1895, S. 82).

Düker, Dükertunnel.

Die Düker (Syphons) sind Unterführungen von Leitungen unter Wasserläufen, Kanälen, Thälern etc. und bestehen bei Leitungen mit freiem Wasserspiegel aus kommunicirenden Röhren während sie bei Druckleitungen im Allgemeinen von gleicher Art sind wie die Leitung im Übrigen und entweder in früher beschriebener Weise (unter Anwendung von sphärischen Muffenverbindungen) in den Boden verlegt, auf denselben niedergesenkt, oder in besondere überall zugängliche Dükertunnel verlegt werden (Untertunnelungen).

Bei der ersteren Art geschieht die Ausführung ähnlich wie bei gewöhnlichen Durchlässen, und bestehen solche Düker aus dem Einlauf- und Auslaufobjekt und der dieselben verbindenden Rohrleitung. Das hiebei verwendete Material besteht aus Mauerwerk, Beton, Monierröhren, Steinzeugröhren, Gusseisen- oder Blechröhren, nebstdem in einzelnen Fällen hiefür auch Holz zur Anwendung gekommen ist.

Zur Minderung des von den Dükern bedingten Gefällsverlustes ist es zweckmässig die Mündungen trichterförmig zu erweitern.

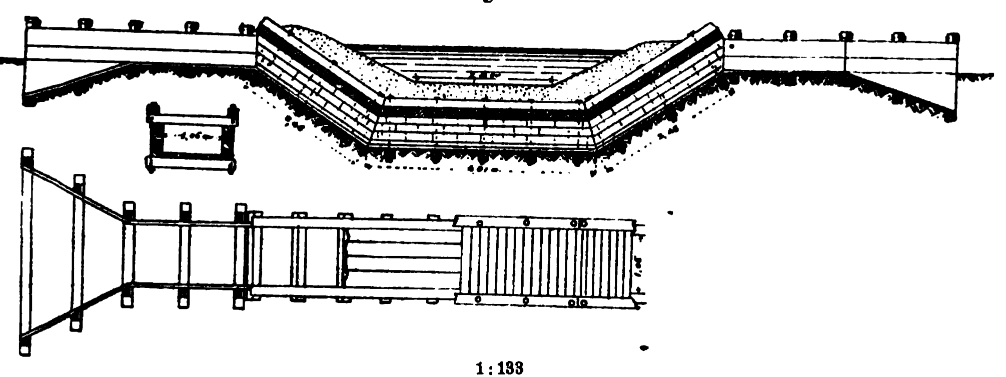
Taf. **VII**, Fig. 60—60 a. Düker des Bewässerungskanals von Carpentras unter dem Bregoux-Flusse, bestehend aus einer doppelten Betonröhre.

» Fig. 61—61 a. Unterführung des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Ober-Italien) unter dem Sesia-Flusse, mittels eines fünftheiligen gemauerten Dükers mit elliptischen Kanälen von je 5,0 × 2,4 m Weite.

Taf. **E**, Fig. 3—3 c. Eiserner Düker zur Unterleitung eines Bewässerungskanals der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorations-Anlage in Hannover unter der Eiter. Die Anlage besteht aus einem doppelten Blechrohr von je 1,3 m Durchmesser und 21,6 m Länge. Die Einlaufmündungen sind auf 1,6 m Durchmesser erweitert (HZ, 1892, Bl. 5).

Die nachstehende Textfigur 27 zeigt noch die Unterführung des Corinne-Bewässerungskanals am Bear River (Utah) unter einem alten Kanal mittels eines hölzernen Dükers.

Fig. 27.



1:133
Hölzerner Düker des Corinne Bewässerungskanals (Utah).

Taf. VII, Fig. 62. Eiserner Röhrendüker des Verdonkanals, bei Übersetzung eines Thales bei St. Paul. Die Anlage besteht aus zwei frei liegenden Blechröhren von 1,776 m Durchmesser, 8 mm Blechstärke, einer Länge an den seitlichen Böschungen des Thales von 76,49 m und 84,01 m und an der Thalsohle von 98,06 m. An den oberen Enden gehen diese Röhren von zwei gemauerten Behältern aus, an welche sich einerseits der Einlauf und andererseits der Auslauf des unbedeckten Kanales anschliesst. An der Thalsohle werden diese Röhren auf der einen Seite von einer Strasse mittels Brücke übersetzt, nebstdem dieselben zu beiden Seiten über vorhandene Wasserläufe geführt sind. Zur Ausgleichung der durch die Einwirkung der Temperatur bedingten Längenänderungen befinden sich in den Böschungsstrecken und in der Sohlenstrecke je ein dosenförmiger Dilatationsring *d*. Die Rohre liegen auf Rollenlagern, die auf eingerammten Pfählen befestigt sind (NA. 1876).

Taf. VIII, Fig. 1—1 a. Dükertunnel unter dem Wien-Neustädter Schifffartskanal für die Wasserleitung des Staatsbahnhofs in Wien. Die Anlage besteht aus zwei gemauerten Schachten und einem dieselben verbindenden gusseisernen Rohr von elliptischem Querschnitt, von 1,11 m × 0,87 m Weite in bezw. lothrechter und wagrechter Richtung, in welchem Tunnelrohr das 237 mm weite Wasserleitungsrohr verlegt ist.

Die Ausführung des Tunnelrohres geschah entsprechend Fig. 1 a, in der Weise, dass dasselbe unter gleichzeitiger Ausgrabung des Bodens mittels Schrauben durchgepresst wurde (ÖZ. 1871).

» Fig. 2—2 a. Dükertunnel unter dem Drac-Fluss, der Wasserleitung von Grenoble. Der Tunnel ist hier, behufs Erreichung eines Bodens mit geringerem Wasserandrang, in grösserer Tiefe unter dem Flussbette ausgeführt und mit Mauerwerk von 0,4 m Dicke verkleidet. Die Querschnittsform (Fig. 2 a) ist elliptisch, von 3,08 m lichter Weite in horizontaler und 1,8 m in vertikaler Richtung. An den Enden befinden sich zwei vertikale Schachte von bezw. 27,8 m und 26,5 m Tiefe, in welchen die zwei Rohrstränge der Leitung von 0,7 m lichter Weite emporgeführt sind.

In ähnlicher Weise geschah die Unterfahrung des Harlem-Flusses durch die New-Yorker Wasserleitung (vergl. ÖW. 1889, S. 351) [1]).

---

[1]) Weitere Beispiele über Düker folgen bei den »Schifffahrtskanälen«.

D. Reinigung des Wassers.

Bei der Entnahme des Wassers aus Flüssen, Teichen und Seen zur Versorgung von Ortschaften, ist dasselbe meistens nicht genügend rein um unmittelbar verwendet werden zu können, weshalb es in der Regel vorher einer besonderen Reinigung unterzogen werden muss. Dies kann in zweifacher Weise geschehen, durch Filtration oder durch chemische Behandlung. Bei beiden Verfahren kann eine vorherige theilweise Reinigung durch natürliche Ablagerung stattfinden.

Die Reinigung mittels Filtration beruht darauf, dass man das Wasser durch Sandschichten, oder durch poröse Körper anderer Art durchsickern lässt, wobei die Unreinlichkeiten hauptsächlich wie bei einem Sieb durch Ablagerung an der Oberfläche, theils aber auch im Inneren durch Adhäsion zurückgehalten werden. Das chemische Reinigungsverfahren dagegen besteht darin, dass die Beimengungen des Wassers durch Zusatz von verschiedenen Mitteln ausgefällt und dann theils durch Ablagerung theils durch Filtration ausgeschieden werden.

Das erhaltene Reinwasser (bei der Filtration auch Filtrat genannt) wird in besonderen Reinwasser-Behältern gesammelt, bevor es in die Leitung gelangt.

Die Art des in einem jeden einzelnen Fall anzuwendenden Reinigungsverfahrens hängt theils vom Charakter der Beimengungen ab, theils vom Grade der verlangten Reinheit des Reinwassers, sowohl in Bezug auf dessen Durchsichtigkeit und die unschädlichen Beimengungen, als auch mit Rücksicht auf den zulässigen Bakteriengehalt[1]. Im Allgemeinen ist die Reinigung desto schwieri-

[1]) Die Durchsichtigkeit des Wassers wird durch Feststellung derjenigen Tiefe bestimmt, bis zu welcher eine Marke am Boden eines Gefässes noch sichtbar ist. So betrug beim Wasserwerke in Helsingfors im Jahre 1899 die Durchsichtigkeit des ungefilterten Wanda-Wassers im Maximum 50 cm im Minimum 5 cm und im Mittel 30 cm, während diejenige des gefilterten Leitungswassers bezw. 75, 44 und 69 cm betrug. Es wurde daher die Durcksichtigkeit durch die Filtration im Mittel um 100 % erhöht.

Wenn die Durchsichtigkeit 75 cm untersteigt, so erscheint das Wasser schon in kleineren Mengen, wie in einer Flasche nicht mehr klar, unter 65 cm unrein und unter 45 cm trübe und widerlich (vergl. Tkn. 1899, S. 8).

Der Bakteriengehalt betrug gleichzeitig im Flusse, im Maximum 19,040 im Minimum 96 und im Mittel 2,005 Keime pro cbcm, und im Leitungswasser bezw. 974, 12 und 79 Keime pro cbcm.

ger, je mehr fein vertheilt die Beimengungen sind, doch genügt in den meisten Fällen eine Reinigung mittels Sandfiltern, ausser wenn Beimengungen von fein vertheiltem Thonschlamm, sowie Verunreinigungen durch Farbstoffe mineralischen oder vegetabilischen Ursprungs vorkommen, für deren Beseitigung andere Mittel erforderlich sein können.

Es ist daher in jedem einzelnen Fall die Wahl des zweckmässigsten Reinigungsverfahrens auf Grund von vorherigen Versuchen vorzunehmen [1]).

I. Filtration.

Je nachdem zur Filtration natürliche, oder in künstlicher Weise aufgetragene Filterschichten angewendet werden, unterscheidet man natürliche und künstliche Filter. Zur letzteren gehören die Sandfilter und Filter anderer Art.

a. Natürliche Filter.

Dieses Verfahren besteht darin, dass man bei geeigneter Beschaffenheit des Bodens (Sand, Kies, Schotter), an den Ufern der für die Entnahme bestimmten Gewässer, das Wasser durch diesen Boden durchsickern lässt, worauf es in s. g. Filterkanälen (Filtergängen, Filtergallerien, Saugkanälen) aufgefangen und von dort in die Leitung abgeführt wird. Anstatt Filterkanälen werden in gleicher Weise auch Brunnen angewendet. Hiebei dringt das Wasser sowohl durch den Boden als auch durch Öffnungen in den Seitenwänden der Kanäle ein.

Dieses Verfahren hat zwar den Vortheil der Einfachheit und Billigkeit in der Anlage und Unterhaltung, jedoch den Nachtheil, dass der Filterboden durch die ständige Aufnahme von Unreinlichkeiten allmählich verunreinigt und verstopft, daher die Filtration weniger wirksam wird und die Ergiebigkeit der Filterkanäle abnimmt, nestdem sich im Boden allmählich freie Durchflusskanäle bilden können, welche das Wasser ungefiltert durchfliessen lassen. Infolge dessen ergiebt sich bei diesen Anlagen die Nothwendigkeit die alten Kanäle, im Verhältniss der Abnahme der Ergiebigkeit, zu verlängern oder neue anzulegen. Letzteres ist namentlich der Fall, wenn die alten Anlagen nicht mehr genügend reines Wasser liefern. Man ist daher auch in neuerer Zeit von derartigen, früher vielfach gebräulich gewesenen Filteranlagen abgekommen.

Mit diesen Anlagen sind jedoch nicht zu verwechseln die in der Ausfüh-

[1]) Derartige Versuche wurden beispielsweise beim Wasserwerke in Helsingfors vor Erbauung der neuen Filter im Jahre 1890 ausgeführt, wobei als Probefilter mit Filtermaterial gefüllte Thonröhren von 400 mm Dmr. zur Anwendung kamen (vergl. Tkn. 1892).

rung zwar gleichartigen, jedoch in der Wirkungsweise verschiedenen Sammelkanäle der früher beschriebenen Art, zur Aufnahme des denselben zufliessenden Quellwassers bezw. Grundwassers aus einem Grundwasserstrom. Wenn derartige Sammelkanäle, wie es zuweilen geschieht, an den Ufern von Flüssen, Seen etc. angelegt werden, so geschieht dies nur zum Auffangen des von höher gelegenen Gebieten nach jenen Ufern zuströmenden reinen Quell- bezw. Grundwassers, dessen Verunreinigung durch das Grundwasser des angrenzenden Flusses etc. möglichst vermieden werden soll.

Die folgenden Beispiele zeigen einige ältere Filteranlagen dieser Art.

Taf. **VIII**, Fig. 3—3 a. Ältere Wasserversorgungsanlage von Toulouse durch Filtergänge am linken Ufer der Garonne. Das Wasser wird hier aus unterirdischen Filterkanälen I, III, IV und aus einer Anzahl Brunnen II entnommen, welche in eine Sand- und Kiesbank von 4 m Mächtigkeit am Ufer des Flusses in entsprechender Tiefe eingebaut sind. Das Reinwasser fliesst nach einem Sammelbrunnen beim Pumphause *P* ab, von wo es über die Brücke *B* nach der am anderen Ufer gelegenen Stadt befördert wird. Der erste dieser Filterkanäle I wurde bereits anfangs der Dreissigerjahre ausgeführt und erhielt einen kleineren rechteckigen Querschnitt und eine Länge von ca. 200 m sowie eine Entfernung von ca. 60 m vom Flusse. Als dessen Wassermenge bald nicht mehr genügte wurde eine neue Filteranlage in Form von einer ca. 90 m langen Reihe von 11 Brunnen II dem Ufer entlang abgesenkt. Infolge von zu naher Lage am Flusse bezw. ungenügend dicker Filterschicht wurde jedoch von diesen Brunnen ungenügend reines Wasser erhalten, weshalb bei den folgenden Erweiterungen die Filterkanäle III und IV mehr landeinwärtz verlegt und in der in Fig. 3 a ersichtlichen gewölbten Form aus Mauerwerk in Mörtel mit 2,8 m lichter Breite und 2,65 m Höhe ausgeführt wurden. Das Wasser erhält hier den Zutritt theils durch den offenen Boden, theils durch in den Seitenwänden angebrachte Thonröhren. Zur Verstrebung der Seitenwände wurde auf je 7 m Länge ein Sohlengewölbe von 1 m Breite eingebaut.

» Fig. 4—4 a. Sammelkanal des Wasserwerkes von Königsberg. Dieser Kanal *K* (Fig. 4) wurde in einer Länge von 5165 m mit der in Fig. 4 a ersichtlichen Querschnittsanordnung am Ufer eines Teiches *T*, theilweise denselben kreuzend, in der Absicht angelegt, das von einer wasserführenden Sandschicht kommende reine Grundwasser aufzufangen, wogegen das unreine Teichwasser vom Kanal möglichst ferngehalten werden sollte. Zu dem Behufve wurde der Kanal oberst mit einer Thonschicht *b* und darüber einer Schicht Dammerde *a* abgedeckt. Behufs Zurückhaltung des Sandes der wasserführenden Schicht und zur Filtration des allenfalls von oben eindringenden Tagewassers wurde der in den Seitenwänden mit Sickerfugen von 20 mm Weite versehene Kanal unterst bis zu den Kämpfern des Gewölbes mit Steinschlag hinterfüllt, worauf die Baugrube mit einer Kiesschicht *e*, dann mit einer Schicht *d* von grobem Sand und schliesslich mit feinem Sand *c* gefüllt wurde.

Die Anlage entsprach jedoch insofern nicht den Erwartungen, als unreines Oberflächenwasser dennoch in den Kanal eindrang und das Leitungswasser verunreinigte.

» Fig. 5. Saugkanal der Kaiser Ferdinands-Wasserleitung in Wien. Bei dieser in der ersten Anlage bereits im Jahre 1843 ausgeführten, seit der Eröffnung der Hochquellenleitung jedoch nur mehr für Nutzwasser angewendeten Wasserleitung, wird das Wasser durch natürliche Filtration aus gemauerten Saugkanälen gewonnen, welche in einer Entfernung von 120 bis 200 m vom rechten Ufer des Donaukanals in dem aus alluvialem Kieselschotter und Sand bestehenden

Boden bis auf die wasserdichte Tegelschichte versenkt sind und welche theils das durchsickernde Flusswasser, theils das von dem abfallenden Terrain der Umgebung kommende Grundwasser aufnehmen.

Bei der im Jahre 1859 erfolgten Erweiterung der Anlagen wurden die neuen Kanäle in der hier dargestellten Form ausgeführt, wobei die Widerlager auf hölzernen Langschwellen über Wasser aufgemauert, sodann mittels unter den Schwellen befestigter eiserner Bügel an 50 mm starken Schraubenspindeln aufgehängt und versenkt wurden. Hierauf erfolgte die Einwölbung über Wasser. Zum Einlassen des Wassers sind die Widerlager seitlich mit Schlitzen versehen.

Taf. **VIII**, Fig. 6. Filterkanal des Wasserwerkes von Pforzheim, welcher mit Steinplatten überdeckt und mit Thon abgedichtet ist, um ein unmittelbares Eindringen des unreinen Oberflächenwassers zu verhindern.

c. Sandfilter.

Allgemeine Anordnung und Wirkungsweise der Sandfilter.

Die zur Filtration im Grossen bisher fast ausnahmslos angewendeten künstlichen Sandfilter (wie selbe zuerst in London zur Anwendung kamen), bestehen aus einer wagrechten Schicht von feinkörnigem Sand, als der eigentlichen Filterschicht, durch welche das Wasser in vertikaler Richtung durchsickert, und einer Anzahl darunter befindlicher Schichten mit von oben nach unten zunehmender Korndicke, welche hauptsächlich bezwecken, das Ablaufen des Reinwassers zu erleichtern und als Stützschichten für die Sandschicht zu dienen, bezw. ein Niederspülen des Filtersandes in die unterhalb befindlichen Drains und Sammelkanäle zu vermeiden. Von letzteren wird das Wasser nach einem Reinwasserbehälter abgeleitet, aus dem erst die Entnahme in die Leitung stattfindet. Der Erfolg der Filtration ist hauptsächlich von folgenden Faktoren abhängig: der Korngrösse des Filtermateriales, der Höhe der Filterschichten, der Druckhöhe und der Filtrations-Geschwindigkeit.

Die Korngrösse des Filtersandes ist insofern von Einfluss, als zu dicker Sand das Wasser zu leicht durchlässt, und dasselbe ungenügend reinigt, während zu feiner Sand zu leicht verschlammt und das Wasser zu langsam durchlässt, bezw. zu wenig ergiebig ist. Erfahrungsgemäss beträgt die zweckmässigste Korndicke zwischen etwa $^1/_2$ und 1 mm, und soll der Sand möglichst scharfkantig und gleichförmig dick sein, weshalb derselbe vorher durch Siebe von entsprechender Maschenweite gereutert werden soll. — Die unter dem Filtersand befindlichen Stützschichten bestehen, von oben nach unten, aus gröberem Sand von etwa 4 mm Korndicke, Erbsenkies (10 bis 20 mm Korndicke), Bohnenkies (20 bis 30 mm), Nusskies (50 bis 60 mm Korndicke), und grosse Steine (Feldsteine etc.) von etwa 12 cm Dicke. Statt Kies wird auch Koksgrus benutzt und verwendet man statt der Steine auch über einander gelegte Ziegelschaaren.

Die Höhe der eigentlichen Filterschicht, bezw. der obersten Sandschicht wird von etwa 40 bis 120 cm angenommen. Hievon ist aber erfahrungsgemäss nur der oberste Theil bis zu etwa 10 cm Stärke für die eigentliche Filtration wirksam, während die darunter befindlichen Theile hauptsächlich nur auf den Abfluss des Wassers verzögernd wirken, und dabei einen geringeren Theil der Beimengungen durch Adhäsion zurückhalten, und zwar ist diese letztere Wirkung umso geringer, je grösser die Filtrationsgeschwindigkeit ist. Dass es so sein muss, ist leicht einzusehen, wenn man sich die Filterschicht in eine Anzahl dünner Schichten zerlegt denkt, von denen jede als ein Sieb von gleicher Maschenweite betrachtet werden kann, und ist es dann natürlich, dass alle Beimengungen welche durch das oberste Sieb einen Durchgang finden, auch von den folgenden nicht zurückgehalten werden. Es ist aber auch nicht die oberste Sandschicht selbst, welche hauptsächlich die Filtration bewirkt, sondern vielmehr die sich auf derselben ablagernde Schlammhaut (Filterschmutzhaut), welcher der grösste Antheil der Reinigung zufällt, so zwar dass ein Sandfilter erst dann genügend reinigend (oder wie die Filtertechniker sich ausdrücken »eingearbeitet«) ist, wenn sich diese Haut gebildet hat. Und zwar wirkt dieselbe auf dem Wege der Osmose, so dass dadurch nicht nur gewöhnliche Verunreinigungen unorganischer Natur und Bakterien zurückgehalten werden, sondern theilweise auch der oben erwähnte fein vertheilte Thonschlamm, dessen Körner viel kleiner sind als die Bakterien. Man pflegt daher auch nach jeder neuen Beschickung eines Filters zur Bildung jener Haut vor Beginn der Filtration das Rohwasser erst einige Tage lang auf dem Filter stehen zu lassen und das anfängliche Filtrat nicht in die Leitung einzulassen.

Nachdem aber mit zunehmender Dicke jener Haut die Ergiebigkeit des Filters abnimmt, so muss dieselbe zeitweilig entfernt werden (in Helsingfors ungefähr 1 bis 2 mal im Monat, sonst aber auch bis zu etwa 1 mal wöchentlich), was durch Abtragen der obersten Sandlage (etwa 4 bis 8 cm) geschieht. Diese Operation kann so oft wiederholt werden, bis die Höhe der Sandschicht auf etwa 35 bis 30 cm gesunken, wonach erst eine neue Beschickung stattfinden muss. Eine grössere Höhe der Filterschicht hat daher hauptsächlich den Vortheil, dass diese letztere Operation seltener vorgenommen zu werden braucht.

Der abgezogene Sand kann gewaschen und später unter Zusatz von neuem Sand — als Ersatz für den unvermeidlichen Abgang beim Waschen — wieder verwendet werden.[1]) Erst nach Verlauf von längerer Zeit (etwa jedes zehnte Jahr einmal) brauchen die unteren Schichten gänzlich gereinigt zu werden.

Die Schlammhaut bildet aber andererseits einen günstigen Boden für die

[1]) In Helsingfors geschieht dies mittels eines besonderen, von Maschinenkraft getriebenen Apparates, mit einem Kostenaufwand von ca. 1 Fr. pro 1 cbm.

Entwicklung von Bakterien, woraus sich die stellenweise beobachtete eigenthümliche Erscheinung erklären lässt, dass zuweilen das gefilterte Wasser eines Flusses einen grösseren Bakteriengehalt aufweisen kann, als das Rohwasser. Dies ist nämlich denkbar bei einem Durchbruch der Schlammhaut, namentlich wenn sich im Sande freie Durchflusskanäle bilden und so die zahlreichen Bakterien der Schlammhaut einen Durchgang finden. Solche abnorme Fälle mahnen natürlich zur sofortigen Abhilfe [1]).

Bei den übrigen Schichten werden etwa folgende Höhen angenommen: Grober Sand 10 bis 15 cm, Erbsenkies 10 bis 15 cm, Bohnenkies 10 bis 20 cm, Nusskies 10 bis 20 cm und grosse Steine 20 cm.

Die Druckhöhe ist der Höhenunterschied zwischen der Wasserfläche über dem Filter und der Oberfläche des abgelaufenen Reinwassers im Filter, welches im Allgemeinen ebenso hoch steht wie im Reinwasserbehälter, aber auch durch Absperrung des Abflusses höher aufgestaut sein kann. Die Höhenlage des oberen Wasserspiegels über der Filterfläche (der Wasserstand) beträgt von etwa 0,6 bis 1,6 m. Man kan nun theils durch Änderung des Wasserstandes, theils durch Regelung des Abflusses nach dem Reinwasserbehälter auch die Druckhöhe, bezw. die davon abhängige Filtrationsgeschwindigkeit, regeln.

Die Reinheit des Filtrats ist von der Druckhöhe nur durch deren Einfluss auf die Filtrations-Geschwindigkeit abhängig.

Die Filtrations-Geschwindigkeit steht im umgekehrten Verhältniss mit der Reinheit des Filtrats, so dass eine desto kleinere Geschwindigkeit zulässig, je schwerer das Wasser zu reinigen ist. Nachdem aber anderseits die Geschwindigkeit gleich ist den Quotienten aus der gefilterten Wassermenge durch die Filterfläche, so muss im Allgemeinen bei gegebener Wassermenge die Filterfläche umso grösser angenommen werden, je schwerer das Wasser zu reinigen ist, bezw. je reiner es werden soll. Da ferner die Geschwindigkeit mit der Druckhöhe proportionirt ist, so ergiebt sich durch die vorgenannte Veränderlichkeit der letzteren auch die Möglichkeit einer Regelung der Reinheit und der Menge des Filtrats.

Je nach der Beschaffenheit des Rohwassers, der Druckhöhe, der Beschaffenheit des Filters und der bedingten Reinheit des Filtrats, pflegt die Filtrationsgeschwindigkeit etwa 63 bis 125 mm in der Stunde, oder 1 1/2 bis 3 m in 24 Stunden, bezw. die Wassermenge 1 1/2 bis 3 cbm pro Tag und qm Filterfläche zu betragen. Im Allgemeinen ist bei ein und demselben Filter die Geschwindigkeit zu verschiedenen Zeiten verschieden, je nach der mehr oder weniger grossen

---

[1]) So wird beispielsweise in Helsingfors durch die Filtration der Bakteriengehalt um ca. 95 % reducirt; es ergab aber beispielsweise die Analyse vom 13. April 1889 beim ungefilterten Wasser 3431, beim gefilterten dagegen 9102 Keime auf 1 cbcm.

Wasserentnahme aus dem Reinwasserbehälter, und je nach dem Grade der Verschlammung des Filters und wird nach letzterem Umstand namentlich der Wasserstand über der Filterfläche gerichtet.

So betrug beispielsweise bei den sechs Filterbecken des Wasserwerkes von Helsingfors im Jahre 1898 bei Anwendung einer kleinsten und grössten Filterfläche von bezw. 1947 und 2925 qm die Geschwindigkeit im Maximum 142, im Minimum 33 und im Mittel 76 mm in der Stunde. — Bei den Wasserwerken anderer Städte beträgt die zulässige Geschwindigkeit beispielsweise in Hamburg (alte Elbe) 73,5, (neue Elbe) 62,5 mm, Berlin (neue Mügelsee) 100 mm London (Themse) 145 mm, Zürich (Züricher-See) 125—500 mm in der Stunde.

Nach den Erfahrungsgrundsätzen des kaiserl. Gesundheitsamtes in Berlin, nach welchen der Betrieb der Sandfiltration zu führen ist, um in Cholerazeiten Infektionsgefahren thunlichst auszuschliessen, soll u. A. die Geschwindigkeit 100 mm in der Stunde nicht überschreiten (DB. 1892 S. 509). — Dies gilt als allgemeine Vorschrift nach der Preuss. Ministerialverordnung vom 19. März 1894, worin u. A. auch vorgeschrieben ist, dass die Stärke der Sandschicht mindestens 30 cm betragen und das Filtrat nicht mehr als 100 Keime im cbcm enthalten soll.

Ausführung der Sandfilter.

Die Sandfilter werden entweder als unbedeckte als überdachte oder als überwölbte Becken ausgeführt und im letzteren Falle mit Erde überdeckt. Die unbedeckten Filter haben den Vortheil der Billigkeit in der Anlage und dass Luft und Sonne die Desinfektion befördern, dagegen den Nachtheil der Erwärmung des Wassers durch die Sonne in der wärmeren Jahreszeit, und bei strengem Klima den Nachtheil verschiedener mit der Eisbildung verbundener Unzukömmlichkeiten. Bei stärkerer Eisbildung muss nämlich theils behufs Lüftung, theils zur Vermeidung eines schädlichen Schubes gegen die das Becken umschliessenden Mauern die Eisdecke durch Aufhauen von den Mauern isolirt gehalten, und behufs Reinigung des Filters auch zeitweilig ganz beseitigt werden, was mit erheblichen Kosten verbunden sein kann. Da aber überwölbte Filterbecken verhältnissmässig kostspielig und weniger gut zu lüften sind, so verdient in den meisten Fällen eine (eventuell heizbare) Überdachung den Vorzug.

In England und Holland sind meistens unbedeckte Filter gebräuchlich, während sonst überwölbte Filter am meisten beliebt sind.

Die Filter sollen eine solche Höhenlage bekommen, dass sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen entleert werden können. Zur Vermeidung einer Unterbrechung der Filtration soll jede Filteranlage aus wenigstens zwei oder mehreren von einander unabhängigen Becken (Filterkammern) bestehen. Bei stark verunreinigtem Rohwasser werden nebst diesen Filterbecken zuweilen auch noch besondere Klärbecken angelegt, in welche das Rohwasser eventuell durch gröbere Vorfilter gelangt, und wo es dann behufs theilweiser Ablagerung bis zu mehreren Tagen stehen gelassen, und dann erst nach den Filtern abgelassen wird.

Die seitliche Begrenzung der Becken besteht bei unbedeckten Filtern aus befestigten Böschungen oder aus Stützmauern. Die Sohle des Beckens ist wasserdicht und mit einem kleinen Gefälle nach dem in der Mitte oder seitwärtz angelegten Sammelkanal (Sammeldohle) anzuordnen. Seitlich vom letzteren, winkelrecht dagegen werden kleinere Saugkanäle oder Drains in gegenseitigen Entfernungen von etwa 2 m angelegt, welche das durchsickernde Reinwasser aufnehmen und dem Sammelkanal zuführen. Letzterer mündet in den Reinwasserbehälter (-Brunnen). Zur Ableitung der sich in diesen Kanälen sammelnden Luft werden dieselben mit emporsteigenden Luftröhren in Verbindung gesetzt, welche am zweckmässigsten am oberen Ende der Drains anzubringen sind.

Taf. VIII, Fig. 7. Überdachtes Sandfilter einfachster Art, angewendet bei den finnischen Staatsbahnen (Normalien der Uleåborgs-Bahn). Die Anlage ist unmittelbar in den Fluss oder See verlegt, woraus die Entnahme stattfinden soll, und besteht aus einem von Spundwänden umschlossenen, überdeckten Filterhaus von quadratischer Grundfläche, welches durch eine Spundwand in zwei gleich grosse Räume, die Filterkammer *F* und die Reinwasserkammer *R* abgeschieden ist. Zu ersterer findet das Rohwasser den Zutritt durch Öffnungen in der äusseren Spundwand, und sind zur Aufnahme des ablaufenden Reinwassers unter dem Filter zwei Sammelkanäle aus Steinplatten gebildet, welche durch Öffnungen in der Scheidewand in die Reinwasserkammer ausmünden. Die von letzterer ausgehende Rohrleitung ist an der Mündung mit einem Seiher *S* versehen.

» Fig. 8. Überdachtes Filter der Station Aulendorf der Württemberg. Staatsbahn, bestehend aus einem Becken aus Stampfbeton mit hölzernem Dach. Im Übrigen ist hier die Anordnung von gleicher Art wie im vorigen Falle.

Taf. E, Fig. 4—4 b. Überdachte Filteranlage der Wasserversorgung von Scutari-Kadikeui, bestehend aus drei Filterbecken von je 26,2 × 40 m Grundfläche, welche von Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk eingeschlossen und mit einem Holzdach überdeckt sind, das von einer Anzahl gemauerter Pfeiler getragen wird. Die Abdichtung der Sohle besteht aus einer Lage Thonschlag von 12 cm Dicke und einer Betonschicht von 20 cm Dicke. Das Filter besteht aus einer Sandschicht von 60 cm und einer Schotterschicht von 67 cm Höhe. In der Mitte des Filterbeckens befindet sich ein überwölbter Kanal (aus Ziegelmauerwerk auf Betonfundament) welcher oben eine Rinne *a* trägt (Fig. 4 b) für die Zufuhr des Rohwassers, während das Innere *b* als Sammelkanal für das Reinwasser dient, welches auf jeder Seite durch sieben Öffnungen *c* von 8 × 6 cm Weite eindringt. Dieser Kanal mündet in einen ausserhalb befindlichen Sammelbrunnen von wo das Wasser nach einem Reinwasserbehälter abgeleitet wird. Das Zuleitungsrohr hat beim ersten Filter einen Durchmesser von 500 mm, beim zweiten 450 mm und beim dritten 400 mm, mit Abzweigungen von 300 mm Dmr. (NA. 1895, S. 18, Pl. 7—8).

» Fig. 5—5 b. Filteranlagen der Wasserversorgung von Helsingfors. Diese Anlagen bestehen entsprechend dem Grundriss Fig. 5 aus einem älteren (seit 1877 bestehenden) unbedeckten Filter mit kreisförmigem Grundriss von 52 m Durchmesser, und einem neueren daneben befindlichen überdachten Filter mit rechteckigem Grundriss vom 43,6 × 43,0 m (bestehend seit 1893). Die letztere Anlage kam hinzu, als die ältere Anlage für die rasch zunehmende Bevölkerung nicht mehr ausreichte.

Das ältere Filter besteht aus drei durch radiale Scheidemauern von einander getrennten Filterbecken und einem in der Mitte befindlichen Reinwasserbrunnen. Diese Anlage hat den Nachtheil dass dieselbe zur Winterzeit, infolge von Eisbil-

dung mitunter bis zu 1 Monat ausser Wirksamkeit gesetzt werden muss. Es bildet sich nämlich hier eine Eisdecke bis zu 1 m Dicke, welche behufs Lüftung zur Verhinderung eines Zersprengens der Umfassungsmauern von diesen durch Aufhauen isolirt gehalten werden muss, was nebst der zeitweilig erforderlichen gänzlichen Beseitigung der Eisdecke behufs Reinigung des Filters, einen jährlichen Kostenaufwand von 2000 bis 4000 Frcs bedingt.

Man entschloss sich daher das neue Filter heizbar zu überdecken. Dasselbe besteht aus drei rechteckigen vom Felsboden ausgesprengten Filterkammern, zwei von 41 × 10,4 und eine von 30 × 10,4 m und einem Reinwasserbrunnen von 7,5 × 6,5 m Grundfläche. Die Filterfüllung besteht oberst aus einer Sandschicht von 1,7 m Höhe, so dass nach einjährigem Gebrauch und etwa 9 bis 12 maligem Abschaufeln behufs Reinigung noch wenigstens 1 m Höhe erübrigt. Darauf folgen 3 Schichten Kies (Granitgrus) von je 10 cm Höhe, von bezw. Erbsen-, Bohnen- und Nussdicke und sodann zwei flachgelegte Ziegelschichten von zusammen 15 cm Höhe, wovon die obere mit 13 mm breiten Zwischenfugen und die untere mit Zwischenräumen von $^1/_2$ Stein Breite als Ablaufkanäle, winkelrecht gegen die oberen Fugen, bezw. gegen den Sammelkanal *K* angeordnet ist. Diese Ziegelschichten kamen anstatt der sonst gebräuchlichen grösseren Steine zur Anwendung, da sie eine kleinere Höhe erfordern und leichter zu reinigen sind.

Die Überdachung besteht aus einer Eisenkonstruktion mit äusserer und innerer Bretterverschalung und äusserem Asphaltfilzbelag, auf mannshohen Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk in Asphalt. Hiedurch wurde bei mässiger Heizung das Zufrieren des Wassers bei diesem Filter vollkommen vermieden.

Die Zufuhr des Rohwassers geschieht vom Zuleitungsrohr *m* durch die unter der Sandschicht verlegten Rohre *a* von 305 mm Dmr. welche mittels dreier bezw. zweier Rohrstutzen *R* über der Sandschicht ausmünden. Zur Vermeidung eines Aufwirbelns des Sandes ist derselbe an diesen Stellen mit losen Zinkschirmen bedeckt. Das gefilterte Wasser fliesst von den Sammelkanälen *K* durch die Ablaufrohre b_1 und b_2 (306 mm Dmr.) durch Öffnen der bezügl. Hähne entweder zum Reinwasserbrunnen *S* oder unmittelbar zum Hauptableitungsrohr *n*. Im Brunnen münden die Rohre b_1 und b_2 in lothrechte Teleskoprohre, durch welche die Druckhöhe bezw. die Geschwindigkeit je nach Bedarf geregelt werden kann (TFF. 1894, S. 104).

Taf. **VIII**, Fig. 9—9 b. Überwölbte Filteranlage der Wasserversorgung der Stadt Iglau. Die aus Ziegelmauerwerk mit innerer Quaderverkleidung ausgeführte Anlage umfasst drei Filterkammern *F* und zwei Reinwasserkammern *R*. Das Filter besteht aus einer Sandschicht *a* von 40 cm Höhe einer Schotterschicht *b* von 10 cm, einer Schicht *c* von 60 cm Mächtigkeit mit faustgrossen, und schliesslich einer Schicht *d* von 100 cm Mächtigkeit mit kopfgrossen Steinen. Die letzteren zwei Schichten sind daher hier übermässig hoch angenommen worden.

Die Entnahme des Rohwassers geschieht hier aus Sammelteichen, und zwar ist das Ende des Entnahmerohres (300 mm Dmr.) zum Boden eines s. g. Kühlschachtes niedergeführt, wo die Temperatur des Wassers um 6,8 bis 10,5° C niedriger befunden worden ist, als an der Oberfläche.

Behufs Ventilation und Ermöglichung der erforderlichen Volumsveränderungen der unter den Gewölben eingeschlossenen Luft, sind dieselben mit Luftschachten *L* versehen. Für jeden für sich abgeschlossenen Raum ist ein einziger Schacht genügend, und bei mehreren die Luft im Inneren zur Winterzeit nur unnöthiger Weise abgekühlt wird, im Sommer aber die innere kältere Luft durch die Schachte doch nicht aufsteigt, ausser wenn sie bei steigendem Wasserstande hinausgepresst wird.

» Fig. 10. Kleineres unbedecktes Filter bei der Carlstadt-Fiume Eisenbahn, mit einem verhältnissmässig kleinen Reinwasserbrunnen *a*.

Taf. VIII, Fig. 11—11 d. Unbedeckte Filteranlage der Wasserversorgung der Stadt Leyden. Hier wird das Rohwasser mittels Pumpen *P* aus Sammelteichen *A* entnommen und zu den Filterbecken *F* befördert, von wo das Reinwasser in den Sammelbrunnen *B* ablauft, um von hier mittels der Druckleitung *C* weiter befördert zu werden. Die Filterbecken (Fig. 11 a—11 e) sind seitlich von gepflasterten Böschungen begrenzt und haben einen wellenförmigen Boden, in dessen Thäler die aus Hohlziegeln gebildeten Saugkanäle *b* verlegt sind. Diese münden in den gewölbten Sammelkanal *c*, welcher mit einem Luftrohr *L* versehen ist.

» Fig. 12—12 a. Unbedecktes Filter mit überwölbtem Reinwasserbehälter der Carstadt-Fiume Bahn (Station Skrad). Dieser Behälter dient hier zugleich als Hochbehälter, von wo das Wasser mit natürlichem Gefälle und Druck nach der Verbrauchsstelle abfliesst. Der Sammelkanal ist hier nicht in der Mitte sondern an der Seite des Filterbeckens angelegt. Das Rohr *A* für die Zufuhr des Rohwassers zum Filter kann durch das Rohr *C* mit dem vom Behälter ausgehenden Rohr *Q* unmittelbar verbunden werden, was bei ungenügendem Wasservorrath im Behälter (bei Feuersbrünsten etc.) erforderlich sein kann.

» Fig. 13—13 b. Ältere Filteranlagen des Wasserwerkes von Altona (bei Hamburg), bestehend aus einem offenen doppelten Klärbecken *A* (Fig. 13). den offenen Filterbecken *B* und dem überwölbten und mit Erde überdeckten Reinwasserbehälter *R*. Das Rohwasser gelangt vom Zuleitungsrohr *D* in ein Vorbecken und von hier durch zwei mit kleinen Steinen gefüllte Grobfilter *b* in die zwei Abtheilungen *A* des Klärbeckens. Von hier gelangt es nach genügender Ablagerung zu den tiefer gelegenen Filtern *B*. Fig. 13 a zeigt die Anordnung des Klärbeckens und der Filterbecken im Querschnitt, welche an der Sohle mit einem Thonschlag von 0,4 bis 0,5 m Dicke gedichtet und mit plattgelegten Backsteinen abgedeckt, und durch Stützmauern eingefasst sind. Fig. 13 b zeigt die Anordnung des Reinwasserbehälters. Die ursprüngliche Zusammensetzung der Filter bestand aus: feinem, scharfem Sand, gesiebt (ca. 90 cm), feinem Kies (15 cm), Kies von Haselnussgrösse (7 cm), Kies von Wallnussgrösse (15 cm), grosse Steine von 7 bis 10 cm Dmr. (12 cm), kleine Kanäle und grosse Steine (30 cm).

» Fig. 14—14 a. Filteranlage der Vecht-Wasserleitung von Amsterdam. Die Sohle ist hier mit Thonschlag von 0,3 m Dicke und Beton von 0,15 m Dicke abgedichtet, während die $1:1\,^3/_4$ geneigten seitlichen Böschungen mit Thonschlag und Betonschüttung von je 0,3 m Dicke und einer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk befestigt sind. Die Sohle ist wellenförmig, mit in die Vertiefungen eingelegten durchlöcherten Thonröhren, welche mit je einer Schicht von grobem Kies (10 cm), feinem Kies (5 cm) und grobem Sand (15 cm) überschüttet sind, worauf die aus feinem Sand bestehende eigentliche Filterschicht von 90 cm Höhe folgt. Die Drainröhren leiten das Filtrat in einen seitwärts gelegenen gewölbten Sammelkanal welcher mit einem längs der Böschung geführten Luftrohr *L* versehen.

» Fig. 15, 16, 17. Weitere Beispiele unbedeckter Filter, bezw. von Berlin, London (Southwark and Vauxhall Water Works) und Liverpool.

» Fig. 18. Überwölbte Filteranlage des Wasserwerkes von Marseille, wobei der Reinwasserbehälter *R* unter die Filterräume *F* verlegt ist. Oberhalb befindet sich eine Gartenanlage (Longchamp).

d. Filter anderer Art.

Da die verhältnissmässig hohen Anlagekosten der Sandfilter wesentlich dadurch bedingt sind, dass dieselben eine der Filterfläche entsprechende Grundfläche

erfordern, so sind in neuerer Zeit für die Filtration im Grossen auch andere Filtersysteme zur Anwendung gekommen, welche u. A. hauptsächlich den Vortheil bezwecken, bei gleicher Grundfläche eine grössere Filterfläche zu erbieten als die Sandfilter. Von diesen Neuerungen möge hier nur das folgende, zuerst beim Wasserwerk der Stadt Worms eingeführte Verfahren von Fischer-Peters erwähnt werden.

Sandplatten-Filter.

Taf. E, Fig 6—6a. Principielle Anordnung des Sandplattenfilter-Systems, wie selbes ursprünglich in Worms zur Anwendung kam. Als Filtermaterial wurden hier in künstlicher Weise erzeugte poröse Steinplatten von 1 m Seitenlänge und 10 cm Dicke verwendet, von denen je zwei am Rande durch einen 8 cm breiten und 1,5 cm dicken Dichtungsstreifen mit einander verbunden und verschraubt wurden, so dass zwischen ihnen ein entsprechender Hohlraum übrig blieb. Diese Doppelplatten (Elemente) wurden dann am Boden des Filterbeckens dicht neben einander in Reihen vertikal aufgestellt und der Hohlraum mit einem darunter befindlichen Sammelrohr *S* in Verbindung gebracht, wobei sie mittels eines Gummiringes durch das eigene Gewicht abgedichtet und an beiden Seiten untermauert sind, so dass der Gummiring nur zur Hälfte zusammengedrückt wird. Oben stehen die Elemente mit einem Entlüftungsrohr *L* in Verbindung. Bei Füllung des Beckens mit Rohwasser bis zu entsprechender Höhe über den Platten, sickert dieses durch dieselben und kommt im inneren Hohlraum als Reinwasser zum Ablauf.

» Fig. 7—7a zeigt die gewöhnliche Art der praktischen Anwendung des Systems wobei meistens je zwei Elemente auf einander gestellt werden.

Die Platten werden aus reinem Quarzsand erzeugt, welcher mit einer entsprechenden Menge von Glaspulver als Bindemittel gemischt, in Formen gebracht und bis zu einer Temperatur von 1000 bis 1200° erhitzt wird. Gegenwärtig werden solche Doppelplatten auch aus einem Stück, mit ausgepartem Hohlraum, hergestellt und mit einem am oberen Ende angebrachten Sammelrohr in Verbindung gebracht.

Derartige Sandplatter-Filter können nun, unter Voraussetzung der richtigen Porosität des Materials, ebenso gut funktioniren wie die Sandfilter, haben aber diesen gegenüber u. A. den Vortheil, dass sie bei gleicher Grundfläche eine ungef. viermal so grosse Filterfläche erbieten wie jene, nebstdem ihre Reinigung viel einfacher und bequemer vor sich geht. Dies geschieht nämlich in der Art, dass von einem entsprechend hoch angebrachten Behälter reines Wasser in den Hohlraum eingepresst wird, so dass es den der Filtration entgegengesetzten Weg nimmt, also von innen nach aussen, wodurch die eingedrungenen Unreinlichkeiten hinausgewaschen werden. Wird statt Wasser Dampf verwendet, so können hiedurch die Platten vollständig sterilisirt werden. Die Ergiebigkeit kann auch hier durch Einstellen verschiedener Druckhöhen geregelt werden.

In letzterer Zeit kam das System beispielsweise bei der neuen Wienthal-Wasserleitung in Wien mit ca. 6000 Elementen zur Anwendung (ÖZ. 1897, S. 244).[1]

2. Die chemischen Reinigungsmethoden.

Zu den Beimengungen welche durch Filtration allein nicht beseitigt werden können, gehören hauptsächlich gewisse bräunliche oder gelbliche Farbstoffe,

[1]) Vergl. das Verfahren von Cramer, CBl. 1886, S. 42.

theils mineralischen theils vegetabilischen Ursprungs, und fein vertheilter Thonschlamm.

Zu den ersteren Stoffen gehört das häufig vorkommende Eisenoxydul. Das mit dieser Beimengung behaftete Wasser hat nicht nur durch die mehr oder weniger bräunliche Färbung den Nachtheil des ungünstigen Aussehens, sondern hauptsächlich den Nachtheil, dass die mit demselben in Berührung kommenden Gegenstände (Gefässe, Wäsche etc.) braun gefärbt werden. Es ist daher solches Wasser namentlich für gewisse Industriezweige nicht anzuwenden. Diese Verunreinigung kann durch Lüftung des Wassers beseitigt werden, wobei das aufgelöste Eisenoxydul in unlösliches Eisenoxyd übergeht, welches dann durch Filtration ausgeschieden werden kann. Das folgende Beispiel zeigt eine Filteranlage, welche zu diesem Zwecke zugleich mit einer Lüftungs-Einrichtung versehen ist.

Taf. E, Fig. 8—8 a. Filteranlage des Wasserwerkes von Helsingborg in Schweden. Die Zufuhr des Rohwassers geschieht hier in der Art, dass von dem nahe an der Sohle des Filterbeckens durchlaufenden Zuleitungsrohr in gegenseitigen Abständen von 3,5 m Zweigrohre ausgehen, welche vertikal abgebogen, bis über die Wasserfläche des Filters emporgeführt und am Ende mit Blechschirmen von ca. 2,5 m Durchmesser und 0,75 m Höhe über der Wasserfläche versehen sind. Das von diesen Rohrstutzen austretende Rohwasser fliesst über die Schirme nieder und kommt bei dieser Ausbreitung reichlich mit Luft in Berührung. Man erhält hiedurch und durch die darauf folgende Filtration ein klares und wohlschmeckendes Wasser.

Die vegetabilischen Farbstoffe werden im Allgemeinen weder als der Gesundheit schädlich noch mit anderen Nachtheilen verbunden angesehen, ausser jenem des ungünstigen Aussehens des Wassers durch eine gelblich bräunliche Färbung. Diese Farbstoffe, sowie auch andere durch Sandfilter schwer zu beseitigende Beimengungen, wie fein vertheilter Thonschlamm, können durch einen Zusatz von Alaun beseitigt werden. Hiebei wird die Thonerde des Alauns in gallertartigen Flocken ausgeschieden, welche die Farbstoffe und andere feinvertheilte Beimengungen aller Art mehr oder weniger aufsaugen und in einen Bodensatz überführen, welcher theils in Klärbecken theils in Sandfiltern ausgeschieden wird. Es hat aber dieses Verfahren, ausser dass es verhältnissmässig kostspielig ist [1]), auch den Nachtheil, dass in das Reinwasser Bestandtheile des Alauns übergehen. Wenn auch hiedurch erfahrungsgemäss weder der Geschmak noch die Gesundheit merkbar beeinträchtigt wird, so ist eine derartige Belastung des Wassers als Genussmittel dennoch unerwünscht.

Mehr zu empfehlen ist beim Vorhandensein derartiger Beimengungen die Reinigung mit basichem Eisenschlorid oder mit metallischem Eisen,

---

[1]) In Groningen, wo beispielsweise dieses Verfahren angewendet wird, beträgt der Alaun-Zusatz etwa $\frac{1}{8000}$ vom Gewichte des Wassers.

letzteres nach dem Verfahren von Andersson, wie selbes z. B. in Antwerpen zur Reinigung des aus dem Nethe-Flusse entnommenen Wassers mit gutem Erfolg angewendet wird. Hiebei lässt man das Rohwasser zuerst in mehrere horizontale cylindrische Behälter fliessen, welche mit Rührschaufeln versehen und theilweise mit Gusseisen-Bohrspänen oder besonders gegossenen kleinen Eisenkugeln gefüllt sind. Nach ungef. 5 Minuten langer Umdrehung der Behälter wird das Wasser wieder ausgelassen und beim Austritt mit Luft gemengt (durch Einpressen mittels eines Injektors oder Roots-Gebläses), worauf es in langen offenen Rinnen und über mit Koks belegte Treppen in Klärbecken abfliesst. Nachdem es hier ca. 6 Stunden lang gestanden, wird es durch gewöhnliche Sandfilter gefiltert. Man erhält hiedurch aus einem trüben und braunen Rohwasser ein klares Filtrat.

Diese reinigende Eigenschaft des metallischen Eisens dürfte davon beruhen, dass das entstehende Eisenoxydhydrat, als ein colloidaler Stoff, die fein vertheilten Beimengungen des Wassers umhüllt und dieselben beim Fällen mit sich nimmt.

Es ist aber auch dieses Verfahren nicht überall anzuwenden. So ergaben beispielsweise diesbezügliche Versuche beim Wasserwerk in Helsingfors, bei gleichartiger Verunreinigung wie in Antwerpen, keinen günstigen Erfolg. Es dürfte hiebei namentlich die Härte des Wassers von Einfluss sein, welches in Antwerpen sehr hart, in Helsingfors dagegen äusserst weich ist (Tkn. 1892).

E. Regelung der Wasserzufuhr.

Die hier noch zu besprechenden Anlagen beziehen sich auf die Anordnung von Pumpwerken an der Entnahmestelle, behufs Fortschaffung des Wassers, die Anlage von Hochbehältern und die Anordnung des Rohrnetzes innerhalb des Verbrauchsgebietes.

1. Pumpwerke.

Wenn die Beschaffenheit des Geländes die Anlage von Leitungen mit natürlichem Gefälle (Gravitationsleitungen) nicht gestattet, müssen zur Fortschaffung des Wassers Pumpwerke und Druckleitungen zur Anwendung kommen, für deren Betrieb je nach den örtlichen Verhältnissen entweder Wasser- oder Dampfmotoren benutzt werden. Da erstere bedeutend kleinere Betriebskosten bedingen als die letzteren, so wird man denselben immer den Vorzug geben, wenn die nöthige Wasserkraft verhältnissmässig leicht zu beschaffen ist.

Beim Wasserwerke von Helsingfors besteht seit der ursprünglichen Anlage ein Turbinen-Pumpwerk mit zwei Pumpen, für welches das Betriebswasser unter Anwendung eines Wehres dem Wanda-Flusse entnommen wird. Nachdem die zu fördernde Wassermenge gegenwärtig zwischen ca. 3800 und 5000 cbm pro Tag und die Leitungsfähigkeit einer Pumpe ca. 150 cbm pro Stunde beträgt, so brauchen die beiden Pumpen zur Deckung des Wasserbedarfes nur etwa 13 bis 17 Stunden des Tages zu arbeiten.

Nachdem aber in trockenen Sommern die Wassermenge des Flusses sowohl zur Deckung des Wasserbedarfes der Stadt als auch jenes der Turbinen zeitweilig nicht ausreichen will, und um behufs ungehinderter Vornahme grösserer Reparaturen an Turbinen und Pumpen zeitweilig das ganze Wasserpumpwerk ausser Gang setzen zu können, so wurde später als Reserve auch noch ein Dampfpumpwerk von ebenso grosser Leistungsfähigkeit wie das Turbinenpumpwerk angelegt.

Bezeichnet man mit H den Höhenunterschied zwischen dem Saugwasserspiegel des Pumpwerkes und jenem des Ablieferungsortes, und mit z die Summe aller Widerstandshöhen, bezw. den gesammten Druckhöhenverlust, so ist für die Wassermenge Q der erforderliche Nutzeffekt der Pumpen

$$N = \frac{1000\,Q}{75}(H + z)\ \text{PS}.$$

und ihre Brutto-Leistung im Mittel $N_b = \frac{4}{3} N$.

Bezüglich der Konstruktion der Pumpwerke wird auf den »Maschinenbau« verwiesen.

2. Hochbehälter.

a. Allgemeines.

Nachdem der Wasserverbrauch einer Ortschaft in den einzelnen Tagesstunden sehr verschieden ist, so müsste bei unmittelbarem Zufluss des Wassers von der Entnahme- zur Verbrauchsstelle auch die Zufuhr dem entsprechend sehr ungleichmässig sein und der Querschnitt der Leitung sowie das allfällige Pumpwerk entsprechend dem grössten stündlichen Verbrauch bemessen werden. Ferner müsste hiebei ausser dem gewöhnlichen Maximalverbrauch auch noch die für allfällige Feuersbrünste erforderliche Wassermenge berücksichtigt werden und bei nothwendigen Reparaturen an Leitung oder Pumpwerk, welche eine Absperrung der Leitung erfordern, die Wasserzufuhr ganz aufhören. Auch würden dann Druckleitungen bei plötzlichen Abbrüchen des Verbrauches leicht heftigeren, zu Röhrenbrüchen Anlass gebenden Stössen ausgesetzt sein.

Man pflegt daher die Leitung und das allfällige Pumpwerk für eine gleichmässige, der mittleren stündlichen Wassermenge des grössten Tagesverbrauches entsprechende Zufuhr zu bemessen und in die Leitung einen Ausgleichs- oder Vertheilungsbehälter von solcher Grösse einzuschalten, dass die unter den Stunden des geringeren Verbrauches zuviel zugeführten Wassermengen darin aufgespeichert werden, um dann während des grösseren Verbrauches, als Zuschuss zu den direkt zugeführten Wassermengen verwendet zu werden. Dieser Behälter dient dann zugleich als eine Art Sicherheitsventil zur Regelung des Druckes. [1])

Da die Höhenlage des Wasserspiegels in diesem Behälter über jeder Verbrauchsstelle gleich ist ihrer hydrostatischen Druckhöhe, so muss behufs Zusicherung eines genügenden Druckes an allen Punkten des Verbrauchsgebietes, der Behälter entsprechend hoch verlegt sein und wird derselbe daher auch gewöhnlich Hochbehälter (Hochreservoir) genannt.

b. Grösse der Hochbehälter.

Erfahrungsgemäss beträgt der Wasserverbrauch während der 14 Tagesstunden (von 6 Uhr Früh bis 8 Uhr Abends) ca. 80 % vom ganzen Tagesverbrauch, und der maximale Tagesverbrauch ungef. das 1 ½ fache des durchschnittlichen

[1]) Bei kleineren Wasserversorgungsanlagen mit Pumpwerk können die Druckschwankungen auch durch angemessen grosse Windkessel sowie durch Akkumulatoren ausgeglichen und die Wasserlieferung ohne Anwendung eines derartigen Behälters dem Verbrauch angepasst werden.

Tagesverbrauches. Nachdem nun der durchschnittliche Stundenverbrauch $\frac{100}{24}$ = 4,17 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches beträgt, so müssen unter gewöhnlichen Verhältnissen während der 14 Tagestunden 80—14 × 4,17 = 21,6 % und zur Deckung des Tagesmaximums 1 ½ × 21,6 = 32,4 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches aus dem Hochbehälter entnommen werden können. Für diese während der 10 Nachstunden zuzuführende Wassermenge muss somit im Behälter der nöthige Fassungsraum vorhanden sein. Zu diesem Wasservorrath kommt aber noch derjenige für allfällige Feuersbrünste, wofür pro Stunde und Hydrant oder Spitze etwa 20 bis 24 cbm erforderlich sein können.

Man nimmt daher oft den Fassungsraum des Hochbehälters gleich 50 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches und mehr, wodurch man auch einen grösseren Vorrath hat, um bei allfälligen Abbrüchen der Zufuhr infolge von Röhrenbrüchen etc. unter einer entsprechend langen Zeit die Wasserversorgung nur vom Hochbehälter aus geschehen lassen zu können, nebstdem damit auch für eine entsprechend lange Zeit die Zunahme der Bewölkerung bezw. des Verbrauches berücksichtigt ist.

So beträgt beispielsweise in Helsingfors gegenwärtig der maximale Tagesverbrauch ca. 5000 cbm und der Fassungsraum des Hochbehälters 2567 cbm, somit 51 % des grössten Tagesverbrauches. Da sich die Bewölkerung seit der Erbauung des Behälters mehr als verdoppelt hat, so entsprach der Fassungsraum ursprünglich mer als 100 % des Tagesverbrauches.

Der in neuerer Zeit erbaute Hochbehälter von Tammerfors erhielt einen Fassungsraum entsprechend der gesammten täglichen Verbrauchsmenge.

c. Ausführung der Hochbehälter.

Nachdem der Querschnitt des zwischen der Entnahmestelle und dem Hochbehälter befindlichen Theiles der Leitung nur entsprechend dem mittleren, zwischen dem Hochbehälter und der Verbrauchstelle aber entsprechend dem grössten Stundenverbrauch zu bemessen ist, so ist es mit Rücksicht auf die Kosten der Leitung vortheilhaft, den Hochbehälter möglichst nahe an die Verbrauchsstelle zu verlegen. Desgleichen wird mit Rücksicht auf die Kosten als Standplatz stets wo möglich eine natürliche Anhöhe gewählt und nur dann zu einer künstlichen Erhöhung durch Anlage eines s. g. Wasserthurmes geschritten, wenn natürliche Anhöhen in der Nähe der Verbrauchsstelle nicht vorhanden sind. Im ersteren Falle werden die Hochbehälter immer aus Mauerwerk oder Beton, im letzteren aber meistens in Form von eisernen Blechgefässen ausgeführt.

Bei Städten mit stark coupirtem Gelände kann sich die Anlage zweier oder mehrerer verschieden hoch gelegener, und verschiedenen Druckzonen entsprechender Hochbehälter empfehlen, von welchen aus das Wasser nach verschiedenen Stadttheilen mit dem ihrer Höhenlage entsprechenden Druck geleitet wird.

Zur Ermöglichung der zeitweilig erforderlichen Reinigung der Hochbehälter ohne sie von der Leitung ganz absperren zu müssen, sollen dieselben wo möglich aus zwei von einander unabhängigen Abtheilungen bestehen und zur Vermeidung eines die Bildung von Kleinwesen begünstigenden Stagnirens des Wassers so angeordnet sein, dass das Wasser überall mit möglichst gleichmässiger Geschwindigkeit durchströmt. Jeder Hochbehälter wird ferner behufs Regelung der Zufuhr mit einem Wasserstandszeiger, und zur Vermeidung einer Überfüllung mit einem Überlaufrohr versehen. Ersterer pflegt oft so eingerichtet zu sein, dass die Wasserstände auf elektrischem Wege auch an der Entnahmestelle und eventuell auch an anderen Stellen ersichtlich sind.

Gemauerte Hochbehälter.

Die gemauerten Hochbehälter werden entweder als freistehende oder als in die Erde versenkte Gebäude ausgeführt. Ersteres kommt meistens nur in Frage, wenn der Standplatz aus einem Felsplateau besteht, in welchem Fall das Bauwerk gewöhnlich aus Bruchsteinmauerwerk mit äusserer Quaderverkleidung und innerer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk oder Beton nebst Cementverputz besteht und entweder überdacht oder überwölbt und im letzeren Falle mit einer Erddecke von 1 bis 1,5 m Höhe überschüttet ist. Die Überdachung ist zwar billiger in der Anlage, hat aber den Nachtheil des ungenügenden Schutzes gegen Frost und Sonnenstrahlen, nebstdem das Dach, wenn aus Holz bestehend, oft reparatursbedürftig ist. Es wird daher diese Anordnung nur selten angewendet.

Bei losem Erdboden wird das überwölbte Bauwerk zweckmässig so tief versenkt, dass der Aushub zur Überschüttung von Decke und Aussenwänden genügt, also das Bauwerk gänzlich unter die Erde zu liegen kommt. Da hiebei dem inneren Wasserdruck der äussere Erddruck entgegenwirkt, so können in diesem Falle die Aussenwände schwächer bemessen werden, als bei frei stehenden Behältern. Derartige in die Erde versenkte Hochbehälter werden, ausser aus Bruchstein- und Ziegelmauerwerk, gegenwärtig auch vielfach aus Beton ausgeführt.

Taf. **VIII**, Fig. 19. Hochbehälter des Wasserwerkes von Helsingfors, schematisch dargestellt. Derselbe steht mit der Hauptleitung *AB* nur durch eine einfache Zweigleitung in Verbindung, bestehend aus einem Rohrstrang von 406 mm Weite, während die Hauptleitung bis zu jener Zweigstelle nur 305 mm, in der Fortsetzung zur Stadt aber gleichfalls 406 mm Weite hat.

Taf. **F**, Fig. 1—1 a. Ausführung des Hochbehälters von Helsingfors, bestehend aus einem freistehenden überdachten Bauwerk, welches auf einem Felsplateau aufgeführt ist, und bei einer Grundfläche von 25,5 × 38,5 m einen Fassungsraum von 2567 cbm hat. Die Umfassungsmauern bestehen aus Granitmauerwerk mit innerer Verkleiduug aus Ziegelmauerwerk und Cementverputz. Die Überdachung besteht aus einer von vier gemauerten Pfeilern getragenen und mit Asphaltfilz überdeckten Holzkonstruktion. Die Zu- und Ableitung des Wassers geschieht durch

dasselbe Rohr bei *A*, während bei *D* das Entleerungsrohr liegt, durch welches das Wasser behufs Reinigung des Behälters ausgelassen wird.

Da dieser Behälter einen einzigen Raum umfasst und daher während der jedesmaligen Reinigung die Stadt nur mangelhaft direkt vom Pumpwerke aus mit Wasser versehen werden kann, nebstdem auch dieses Bauwerk wegen Undichtheit einer umfassenden Reparatur bedarf, so dürfte dasselbe in nächster Zukunft den in Fig. 1 angedeuteten Zubau von ebenso grossem Inhalt wie der bestehende Behälter erhalten. Anstatt der hölzernen Überdachung soll derselbe eine gewölbte und mit Erde überschüttete Decke erhalten, welche von eisernen Trägern getragen wird. Letztere sollen durch fünf Reihen gemauerter Pfeiler unterstützt werden, welche durch gewölbte Gurten mit einander verbunden sind (TFF. 1897).

Taf. F, Fig. 2—2 b. Hochbehälter des Wasserwerkes von Wiborg. Derselbe ist gleichfalls auf einem Felsplateau freistehend aufgeführt, mit einem einzigen Becken von 15,0 × 16,8 m innerer Grundfläche und 1100 cbm Fassungsraum, ist jedoch unter Anwendung von eisernen Trägern mit Betongewölben überwölbt und 1 m hoch mit Erde überschüttet, wobei als Zwischenstützen gusseiserne Säulen zur Anwendung kamen. Die Umfassungsmauern bestehen gleichfalls aus Granitmauerwerk mit einer inneren Verkleidung von Ziegelmauerwerk von 0,6 m Dicke, hinter welcher eine Schicht von Cementmörtel eingestampft wurde. Die inneren Wände sind mit Cement verputzt.

» Fig. 3—3 a. Hochbehälter von Tammerfors. Dieser in neuester Zeit erbaute Behälter (1898) wurde am Abhange einer Anhöhe auf Sandboden aufgeführt und in denselben so tief versenkt, dass der Aushub zur vollständigen Überdeckung des Bauwerkes ausreichte. Wände und Sohle bestehen aus Granitmauerwerk mit einer inneren Verkleidung bestehend aus Stampfbeton und Ziegelmauerwerk mit Cementverputz. Die Decke besteht auch hier aus Betongewölben zwischen eisernen Trägern, welche von zwei Reihen gemauerter Pfeiler mit Gurtbögen getragen werden. Der Fassungsraum (900 cbm) wurde mit Rücksicht auf die rasche Zunahme der Bewölkerung gleich der gesammten täglichen Verbrauchsmenge angenommen und ist durch eine Zwischenwand in zwei Kammern abgetheilt (Tkn. 1899, N:o 195).

» Fig. 4—4 b. Hochbehälter neuerer Art des Wasserwerkes von Laibach. Dieser im Jahre 1892 ausgeführte Behälter ist gleichfalls in den Erdboden versenkt, besteht aber nach dem in neuerer Zeit vielfach angewendeten Muster ganz aus Stampfbeton und enthält bei einem Gesammtinhalt von 3030 cbm zwei gleich grosse Kammern, deren Grundrissform behufs Materialersparniss quadratisch angenommen wurde. Aus gleichem Grunde bestehen die Umfassungswände nicht aus geraden Mauern sondern wurden dieselben in der bei Betonbehältern allgemein üblichen Weise nach der Form der Stützlinie ausgeführt. Die Decke besteht aus kleinen Tonnengewölben welche von einer Erdschicht von ca. 1,5 m Höhe überschüttet sind und von im Zickzack gestellten Zwischenmauern getragen werden. Durch diese Anordnung der Zwischenmauern kann ein Stagniren des Wassers im Behälter ganz vermieden werden, indem hier die Eintrittsrohre zwar zugleich Austrittsrohre sind, um aber eine möglichst gleichmässige Cirkulation des Wassers zu erzielen, kann durch entsprechende Schieberstellung bewirkt werden, dass das überflüssige Wasser in den Stunden des geringen Verbrauches an dem einen Ende eintritt und in den Stunden des maximalen Verbrauches am anderen Ende austritt. Auf diese Weise muss das Wasser den Zickzackweg von dem einen zum anderen Ende des Behälters zurücklegen, wobei der gesammte Inhalt in Bewegung kommt (ÖZ. 1893, S. 36).

Taf. VIII, Fig. 20. Mehrstöckiger Hochbehälter am Montmartre in Paris. Hier sind die drei Kammern des Behälters in drei Stockwerken über einander angeordnet, wodurch gegenüber der gewöhnlichen Andordnung an Grundfläche gespart wurde.

Wasserthürme.

Die Wasserthürme bestehen in der Regel aus einem cylindrischen Blechbehälter, welcher bei kleineren Anlagen eventuell mittels eines hölzernen oder eisernen Gerüstes, bei grösseren Anlagen aber immer mittels Mauern in der nöthigen Höhe über dem Erdboden gehalten wird. In neuerer Zeit sind bei kleineren Anlagen statt Blechbehältern auch Monier-Behälter (Cementbehälter mit eingelegtem Eisengerippe) zur Anwendung gekommen, welche gegenüber den Blechbehältern den Vortheil haben, dass sie nicht dem Rosten unterliegen, dagegen aber keine so grosse Tragfähigkeit wie diese besitzen. Man kann aber auch bei Blechbehältern durch einen 8 bis 10 mm starken Cementverputz einen wirksamen Schutz gegen Rost unter Wasser erreichen.

Bei den Blechgefässen bildet der Boden entweder eine ebene Fläche, einen niederhängenden Kugelabschnitt oder es kann derselbe nach dem System von Intze aus einem Kugelabschnitt und zwei abgestumpften Kegeln zusammengesetzt sein. Ebene Böden erfordern eine Unterstützung über die ganze Fläche durch tragende Deckenkonstruktionen und kommen daher gewöhnlich nur bei kleineren Behältern zur Anwendung, während niederhängende Boden nur am Umfange unterstützt werden. Bei nicht allzu strengem Klima und ständiger Bewegung des Wassers durch den Zu- und Abfluss, können derartige Behälter einen besonderen Schutz gegen die Einflüsse der Temperatur allenfalls entbehren und ganz freistehend sein, während sie sonst von einem heizbaren Gehäuse aus Holz oder Mauerwerk umschlossen werden. Im ersteren Falle werden sie aber zum Schutz gegen Verunreinigung des Wassers durch Staub etc. gewöhnlich überdacht.

Taf. VIII, Fig. 21. Wasserthurm mit kleinem Behälter, wie solche beispielsweise bei Bahnhöfen zur Anwendung kommen. Der Behälter R hat hier einen ebenen Boden und wird von eisernen Trägern B, C getragen. U ist das Überlaufrohr und S ein Schwimmer, welcher durch eine Kette (Draht oder Schnur) K mit einem unten befindlichen Wasserstandszeiger in Verbindung steht.

» Fig. 22. Wasserthurm der Station Hagenkamp (Hannover), wobei der Behälter mit einem Kugelabschnitt-Boden versehen ist und am Umfang auf der Umfassungsmauer des Thurmes aufruht. Derselbe ist behufs Heizbarkeit von einem überdachten hölzernen Gehäuse umschlossen.

» Eig. 23. Wasserthurm von Chaillot, mit Behälter von gleicher principieller Anordnung wie beim vorigen Beispiel, jedoch mit bedeutend grösseren Abmessungen und ohne Verkleidung und Überdachung. Der Behälter ist hier behufs Reinigung durch eine in der Achse angebrachte Windetreppe zugänglich gemacht.

Taf. F. Berechnung von Wasserbehältern mit kugelförmigem Boden. Ist q das Gewicht des Wassers über dem Theil des Bodens welcher innerhalb eines beliebigen Parallelkreises CD vom Halbmesser x liegt, so ergiebt sich die am Umfange dieses Kreises unter dem Neigungswinkel α gegen die Horizontale auf die Längeneinheit wirkende radiale Tangentialkraft s aus

$$2\pi x s \sin \alpha = g, \quad s = \frac{g}{2\pi x \sin \alpha}$$

Bezeichnet man daher mit k die zulässige Inanspruchnahme und, mit δ die Dicke des Bleches, so ist $s = k\delta$ und

$$\delta = \frac{g}{2\pi x k \sin \alpha}$$

Am äussersten Parallelkreis vom Halbmesser r muss zur Aufnahme der daselbst auftretenden radialen Tangentialspannung auf die Längeneinheit S bezw. des Horizontalschubes $H = S \cos \beta$ ein Verstärkungsring angebracht werden, dessen Spannung T sich ergiebt aus

$$2T = 2\sum_{0}^{\frac{\pi}{2}} H \cos \delta = 2Hr$$
$$T = rS \cos \beta.$$

Nachdem ferner, wenn G das gesammte Wassergewicht

$$2\pi r S \sin \beta = G, \text{ so ist}$$
$$T = \frac{G \operatorname{cotg} \beta}{2\pi}$$

Die Stärke der Seitenwände kann nach den auf S. 50 angegebenen Regeln für die Berechnung der Wandstärke der Leitungsröhren bestimmt werden. Demnach ist

$$\delta = \tfrac{1}{2}\frac{pd}{k} + c$$

worin p den hydrostatischen Druck an der zu berechnenden Stelle bedeutet und daher für eine Tiefe h in Metern, $p = \frac{1}{10} h$ kg pro qcm beträgt. Mit Rücksicht auf Abweichungen von der Cylinderform, auf die erforderliche Steifheit und auf allfällige Schwächungen durch Rost wird die Konstante c = 3 bis 5 mm und mehr angenommen (ZfB. 1894—Hdl.).

Taf. **VIII**, Fig. 24. Wasserthurm Intze'scher Bauart in Bremerhaven, mit Behälter von ca. 11 m Dmr. und 600 cbm Inhalt (Massstab 1 : 720). Dadurch dass der Boden hier aus einer Kugelhaube und zwei abgestumpften Kegeln zusammengesetzt ist wird der Vortheil erreicht, dass der Boden sehr steif wird und ein Theil desselben über die Unterstützungspunkte hinaus ragen kann, daher das tragende Mauerwerk einen entsprechend kleineren Durchmesser erhalten kann, als bei vorgenannter Anordnung. Ausserdem wird hier auf den Auflagerring von aussen und von innen ein Druck ausgeübt, wodurch bei passender Wahl des Durchmessers derselbe nur einen vertikalen Auflagerdruck erhält.

Taf. **F**, Fig. 6. Wasserthurm gleicher Art und Grösse wie der vorige, am Kölner Bahnhof. Derselbe erhielt jedoch hier keinen schützenden Mantel gegen Frost, da das mit ungefähr mittlerer Jahrestemperatur eintretende Wasser bei dem starken Verbrauch nicht zum Gefrieren kommt. Unter dem Boden des Behälters ist ein Tropfboden aus Wellblech auf eisernen Trägern mit Betondecke und Cementestrich angebracht, welcher Boden in das Überlaufrohr entwässert ist.

Die Zuflussleitung zum Behälter wird, sobald der höchste zulässige Wasserstand eingetreten ist, durch einen Schwimmer, der auf ein in die Leitung einge-

schaltetes Ventil wirkt, selbstthätig geschlossen (ZfB. 1898, Bl. 65—AdP. 1891, I, Pl. 6).

Taf. F, 7—7 a. Wasserthurm des Wasserwerkes für die Städte Mühlheim a/ Rh. Deutz und Kalk, mit zwei über einander gestellten Wasserbehältern der letztgenannten zwei Arten. Die ursprünglich im Jahre 1881 ausgeführte Anlage bestand aus dem unteren Behälter von 10 m Dmr und 584 cbm Nutzinhalt, welcher auf einem gemauerten Unterbau von 27 m Höhe in der damals gebräuchlichen Bauart mit kugelförmigem Boden zur Ausführung kam. Die Anlagekosten betrugen damals 54,000 Mk, wovon der Blechbehälter 22,500 Mk.

Als dieser Behälter dem steigenden Verbrauch nicht mehr genügte, wurde im Jahre 1895 über demselben ein neuer Behälter der Intze'schen Bauart von 13 m Dmr. und 800 cbm Inhalt unter Anwendung von 12 mit einander verstrebten schmiedeisernen Säulen aufgestellt. Dieser neue Behälter hat 5,7 m Seitenhöhe, bei 6 bis 9 mm Wandstärke, und einen Boden, dessen kugelförmiger Theil 8,6 m Durchmesser, 1,62 m Pfeilhöhe und 7 mm Stärke, der aufwärtz gekehrte stützende Mantel in Form von einer Kugelzone 8,6 bezw. 10,6 m Durchmesser und 12 mm Dicke und der äussere abgestumpfte Kegelmantel 10,6 bezw. 13 m Durchmesser, 0,85 m Höhe und 12 mm Wandstärke hat. Der Auflagerring ist aus zwei Walzeisen zu einem Y förmigen Kranz zusammengesetzt, während die stützenden Säulen einen][förmigen Querschnitt haben. Die Kosten der Schmiedeisentheile des neuen Behälters betrugen 29,200 Mk.

Der Betrieb der beiden Behälter ist derart eingerichtet, dass der untere Behälter sich aus dem Überfluss des oberen füllt und sich erst zu entleeren anfängt, nachdem der obere entleert ist (ZdI. 1899).

Taf. VIII, Fig. 25. Hochbehälter auf einem Fabriksschornstein in Dresden (75 cbm. Inhalt). Diese Anordnung von Hochbehältern ist in neuerer Zeit in Deutschland vielfach zur Ausführung gekommen.

Andere weniger gebräuchliche Anordnungen des Bodens bei derartigen Intze'schen Behältern, bestehen aus dem äusseren abgestumpften Kegel nebst einem unmittelbar vom Auflagerring ausgehenden nach aufwärtz oder nach abwärtz gebogenen kugel- oder kegelförmigen Bodentheil. [1])

d. Gegenbehälter.

Wenn die den Druckhöhen entsprechenden Drucklinien eines Hochbehälters während des grössten Tagesverbrauchs in einzelnen Stadttheilen tiefer zu liegen kommen, als für dieselben erforderlich, so kann dem durch die Anlage von s. g. Gegenbehältern von entsprechender Grösse abgeholfen werden, welche in den Stunden des kleineren Verbrauchs gefüllt werden und deren Inhalt für die Stunden des grösseren Verbrauchs zur Anwendung kommt. Hiedurch erwächst auch der Vortheil, dass bei zeitweiligen Unterbrechungen der Zufuhr vom Hauptbehälter, die Wasservorräthe der Gegenbehälter zur Anwendung kommen können. Zur gleichzeitigen Füllung des Hauptbehälters und der Gegenbehälter müssen die

[1]) Bezüglich der Berechnung der Böden bei Intze'schen Behältern siehe Journ. f. Gasbeleuchtg. u. Wasserversorgung 1884—NA. 1890, S. 130.

letzteren eine tiefere, dem Druckverluste zwischen dem ersteren und den letzteren entsprechende Höhenlage bekommen.

Taf. F, Fig. 8—8 a. Längenprofil und Lageplan der Wasserleitung von Salzburg mit Hochbehälter und Gegenbehälter von denen ersterer am linken und letzterer am rechten Ufer der die Stadt durchfliessenden Salzach liegt.

e. Standrohre.

Zuweilen kann der durch einen Hochbehälter bedingte Druck bei gewissen höher gelegenen Stadttheilen schon für den gewöhnlichen Maximalverbrauch, namentlich aber bei Feuersbrünsten infolge der durch den stärkeren Verbrauch bedingten grösseren Druckverluste, ungenügend sein. Man kann sich dann den zu diesen Zwecken zeitweilig erforderlichen grösseren Druck durch besondere Einrichtungen zusichern, unter denen s. g. Standrohre bisher die meiste Anwendung gefunden haben. Es ist dies ein bis zu der dem gewünschten Maximaldrucke entsprechenden Höhe emporgeführtes und oben umgebogenes zweischenkliges Rohr, in dessen einen Schenkel das Wasser nach Ausschaltung des Hochbehälters emporgepumpt wird, während der andere Schenkel als Ableitungsrohr für das event. überlaufende Wasser dient. Zuweilen erhalten die Standrohre einen so grossen Durchmesser dass die darin enthaltene Wassermenge zu Feuerlöschzwecken genügt.

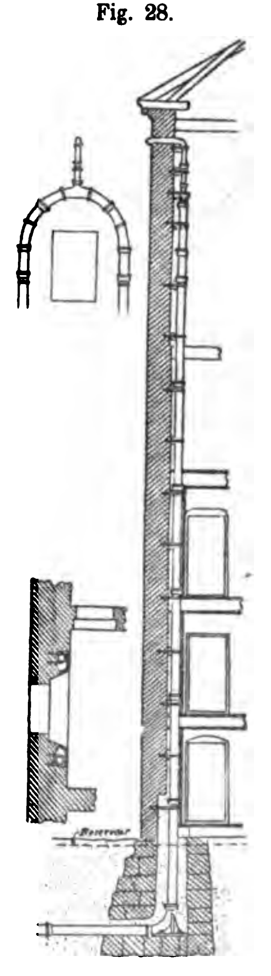
Die Standrohre werden in besonderen Thürmen etc. untergebracht und stehen entweder im Zusammenhang mit dem Hochbehälter oder sie stehen abgeschieden, mehr oder weniger weit entfernt von den letzteren.

Taf. **VIII**, Fig. 26. Wasserthurm mit Standrohr des Wasserwerkes von Lübeck. Das Standrohr befindet sich hier in der Mitte des Hochbehälters, über welchen es sich um 22,3 m erhebt. Zwischen den beiden Schenkeln befinden sich die mittels Schiebern absperrbaren Verbindungsrohre *b*, *g*, *h*, *i*, durch deren Schliessung je nach Bedarf verschiedene Druckhöhen erreicht werden können. Am obersten Ende befindet sich ein Luftrohr.

Nebenstehende Textfigur 28 zeigt ein solches Standrohr in Upsala, welches längs der Mauer des Schlosses der Stadt bis zu ca. 17 m Höhe über dem Hochbehälter geführt ist (IFF. 76 S. 3).

In Berlin und Hamburg giebt es beispielsweise solche Standrohre, welche in besonderen von den Hochbehältern abgeschiedenen Thürmen untergebracht sind.

Fig. 28.



1:184
Standrohr in Upsala.

Man kann aber auch in der Wasserleitung einen höheren Druck als der dem Wasserstande im Hochbehälter entsprechende durch andere Mittel erreichen, von denen das einfachste in einem am Einlauf zum Hochbehälter angebrachten, je nach der gewünschten Druckhöhe verschieden zu belastenden Ventil besteht. Ein anderes Mittel besteht in der Anwendung von Akkumulatoren, bestehend aus vertikalen cylindrischen Behältern, welche einen entsprechend belasteten Kolben enthalten und unter Ausschaltung des Hochbehälters mit der Leitung in Verbindung gebracht werden. Hiedurch kann der Druck in der Leitung bis zum Anheben des Kolbens gesteigert werden.

f. Anordnung des Rohrnetzes im Verbrauchsgebiete.

Das Rohrnetz wird entweder so angeordnet, dass die vom Hauptzuleitungsstrang nach den verschiedenen Strassen etc. abzweigenden Seitenstränge an den Enden stumpf auslaufen, ohne eine gegenseitige Verbindung zu erhalten (Verästelungs-System), oder es werden solche, für die Wasserversorgung oft nicht erforderliche Verbingungen angeordnet (Kreislaufsystem, Circulationssystem).

Das Verästelungssystem hat den Vortheil der kleinsten erforderlichen Rohrlänge, dagegen den Nachtheil, dass bei der Absperrung des Zuflusses an irgend einer Stelle (behufs Reparaturen etc.) das ganze dahinter befindliche Versorgungsgebiet des bezüglichen Stranges vom Wasserbezuge ausgeschlossen wird, während beim Kreislaufsystem, wo jede Stelle den Zufluss von zwei Seiten erhalten kann, in diesem Falle nur die zwischen den benachbarten Absperrschiebern gelegenen Theile des Rohrnetzes vom Wasserbezuge ausgeschlossen werden. Beim Verästelungssystem hat auch ein stärkerer Verbrauch an irgend einer Stelle, die entsprechende Druckverminderung für das ganze in der Fortsetzung befindliche Gebiet zur Folge, während sich beim Kreislaufsystem die Druckverluste durch Zuflüsse von anderen Seiten mehr ausgleichen.

Das stumpfe Ausmünden der Rohrstränge beim Verästelungssystem hat ferner den Nachtheil, dass das Wasser nach den Enden zu weniger in Bewegung kommt als an anderen Stellen, infolge dessen sich hier mehr Schlammablagerungen bilden und die Abnehmer hier schlechteres Wasser bekommen, als an anderen Stellen, nebstdem bei strengem Klima diese Theile der Leitung leicht gefrieren.

Gegen letztere Unzukömmlichkeit wurde z. B. in Helsingfors bisher das bereits an anderer Stelle angeführte Mittel angewendet, dass man in strengen Winternächten an solchen Stellen das Wasser durch Öffnen von Hydranten abfliessen liess.

Im Allgemeinen verdient daher das Kreislaufsystem den Vorzug. Doch sind gewöhnlich an ein und demselben Orte beide Systeme in der Art vertreten, dass sich das Kreislaufsystem aus dem Verästelungssystem, im Verhältniss der Erforderniss neuer Verbindungsstränge für den Verbrauch entwickelt.

V. Kanalisation der Städte.

Die Entwässerung oder Kanalisation der Städte bezweckt die Ableitung aller Abwässer vom Stadtgebiete, nämlich des Niederschlags- und Grundwassers, sowie allen Brauchwassers (unreines Hauswasser und sonstige Abwässer, nebst den menschlichen Auswurfstoffen). Diese Ableitung ist erforderlich, sowohl mit Rücksicht auf die Hinderlichkeit der Abwässer für den Verkehr etc. als auch mit Rücksicht auf die Reinlichkeit und die davon abhängigen sanitären Verhältnisse. Die Wichtigkeit der Kanalisation für die sanitären Verhältnisse einer Stadt wurde zwar schon in alter Zeit erkannt, jedoch erst in neuerer Zeit durch die wichtigen Entdeckungen auf baktereologischem Gebiete wissenschaftlich erwiesen.

Durch die Kanalisation werden nämlich die in den Abfällen enthaltenen Krankheitsstoffe unschädlich gemacht, während sie sonst theils durch das Grundwasser theils durch die Luft fortgepflanzt werden und zur Verbreitung von Krankheiten beitragen. Ersteres geschieht durch Eindringen dieser Stoffe durch Versickerung in den Erdboden, wo sie sich theils durch das Grundwasser weiter fortpflanzen und durch dessen Genuss schädlich wirken, theils beim Steigen des Grundwassers an die Erdoberfläche gelangen und beim abermaligen Sinken desselben dort zurückgelassen werden. Die Fortpflanzung durch die Luft dagegen geschieht in der Art, dass jene Stoffe an der Erdoberfläche trocknen und in Form von Staub fortgetragen werden.

Durch zahlreiche Beispiele ist es auch statistisch erwiesen, dass in Städten sowohl die allgemeine Sterblichkeit als auch namentlich jene an epidemisch Erkrankten im Verhältniss der Zunahme der Kanalisation und Verbesserung der Wasserversorgung abgenommen hat. So hatte beispielsweise Berlin vor Einführung der Kanalisation im Jahre 1871, 39 Todesfälle auf 1,000 Einwohner. Später betrug in den

Jahren	1875	1880	1885	1890	1892	die
Anzahl kanalisirter Häuser . . .	57	7,478	15,895	19,898	22,012	und die
Anzahl Todesfälle auf 1000 Einwohner	32,9	29,7	24,4	21,5	20,2.	

In Frankfurt a. M. betrug vor Einführung der jetzigen Kanalisation und Wasserversorgung die Anzahl Todesfälle an Typhus 110 auf 100,000 Einwohner, während diese Zahl später in den Jahren 1875, 1886 und 1887 auf bezw. 42, 11 und 6 sank.

Die Kanalisation der Städte umfasst folgende, hier zu besprechende Theile:

A. **Allgemeine Anordnung der Kanalisation,**
B. **Bestimmung der Abflussmengen,**
C. **Die Abzugskanäle,**
D. **Ableitung des Kanalwassers vom Stadtgebiet,**
E. **Beseitigung der festen Abfallstoffe.**

A. Allgemeine Anordnung der Kanalisation.

Im Allgemeinen besteht die Anordnung der Kanalisation darin, dass das auf die Strassen und Plätze fallende Niederschlagswasser nach den seitlich der Fahrbahn, zwischen dieser und den Gehwegen der Strassen gelegenen Rinnsteinen einen Abfluss findet, von wo es durch die in gewissen gegenseitigen Abständen gelegenen Strasseneinläufe in unterirdische Abzugskanäle gelangt. Das auf die strassenseitig gelegenen Dachflächen der Häuser fallende Niederschlagswasser gelangt durch die Fallrinnen entweder gleichfalls in die Rinnsteine oder unmittelbar in die Abzugskanäle, während jenes der hofseitig gelegenen Dachflächen und der Hofflächen durch die Ablaufbrunnen der letzteren in die unterirdischen Hauskanäle gelangt, welche mit den Strassenkanälen in Verbindung stehen.

Die Ableitung des Brauchwassers (einschliesslich der event. menschlichen Auswurfstoffe) geschieht durch die Hausleitungen, welche durch die Hauskanäle mit den Strassenkanälen in Verbindung stehen.

Nachdem das abzuleitende Niederschlagswasser viel weniger verunreinigt ist als das Hauswasser, dagegen ersteres durch die weitaus grössere Abflussmenge einen viel grösseren Kanalquerschnitt erfordert, so kann statt der gewöhnlichen gemeinsamen Ableitung für beide diese zwei Arten der Abwässer auch eine getrennte Ableitung in Frage kommen, wenn Gelegenheit vorhanden ist, die Kanäle für das Niederschlagswasser durch baldiges Ausmünden in einen im Stadtgebiet oder in nächster Nähe gelegenen Fluss etc., wesentlich kürzer zu erhalten, als die aus sanitären Rücksichten weiter hinaus zu leitenden Brauchwasserkanäle. Eine solche Anordnung wurde in neuerer Zeit beispielsweise in Neapel eingeführt.

Die Ableitung des Grundwassers geschieht meistens nur insoweit als es längs der Aussenflächen der Strassenkanäle einen Abfluss findet, während man sonst die zu entwässernden Gebiete in üblicher Weise drainirt und die Sammeldrains in die Strassenkanäle ausmünden lässt. Hiebei wird meistens eine Trockenlegung der Kellerräume, also eine Senkung des Grundwasserstandes bis unter die letzteren angestrebt, zu welchem Zwecke die Kanäle eine Tiefenlage von wenigstens 3 bis 5 m unter der Strassenfläche erhalten müssen. Anderseits ist die

kleinste Tiefenlage der Abzugskanäle von der Nothwendigkeit bedingt, dieselben frostfrei zu erhalten.

Die Kanalisation verursacht ausser durch Drainirung des Bodens auch durch die unmittelbare Aufnahme und Ableitung des Niederschlagswassers eine Senkung des Grundwasserspiegels worauf bei Gründungen mittels Pfählen anderen tragenden Holzkonstruktionen Rücksicht zu nehmen ist.[1] — Auf diesen Umstand wurde beispielsweise bei der Projektirung der neuen Entwässerungsanlagen in Boston Rücksicht genommen, nachdem ein Theil der Stadt auf Pfählen gegründet ist. Da durch Ausführung der neuen Kanalisationsanlagen eine Senkung des Wasserstandes in den älteren Kanälen eintreten sollte, so wurde behufs Ermittlung des Einflusses dieser Senkung auf den Grundwasserstand, vorher in einem dieser Kanäle der Wasserstand durch Auspumpen unter 53 Tagen ebenso niedrig gehalten wie er später werden sollte und gleichzeitig die Veränderung des Grundwasserstandes beobachtet. Dies geschah in der Art, dass in der Umgebung 20 eiserne Rohrbrunnen bis zu entsprechender Tiefe abgesenkt und in denselben mittels eines mit Senkblei versehenen Messbandes zweimal täglich Wasserstandsbeobachtungen gemacht wurden. Hiebei wurde am Senkblei ein Stückchen Kalium befestigt, durch dessen Entzündung sich die Erreichung der Wasserfläche zu erkennen gab (GC. 1887—88 T. XII, S. 212).

B. Bestimmung der Abflussmengen.

Zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen der Kanalisationsanlagen ist die Kenntniss der grössten abzuleitenden Wassermengen erforderlich. Hiebei geschieht die Ermittlung der Niederschlagsmengen nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 37—39) angegebenen Regeln.[2] Man pflegt in Allgemeinen, je nach der Grösse und Beschaffenheit der in Betracht kommenden Abflussfläche, eine stündliche Regenhöhe von etwa 25 bis 45 mm, bezw. 70 bis 125 *sl* pro *ha* (für bezw. grössere und kleinere Flächen) und hievon mit Rücksicht auf die Absorption, Versickerung und Verdunstung und die event. sich geltend machende Verzögerung, etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ als in die Kanalisationsanlagen gelangend anzunehmen.[3]

Von den übrigen Abwässern pflegt man die abfliessenden Brauchwassermengen, entsprechend dem Wasserverbrauch, zwischen etwa 100 und 150 *l* pro Einwohner und Tag und hievon als grösste stündliche Abflussmenge etwa 6 bis 10 %, somit 6 bis 15 *l* pro Einwohner und Stunde anzunehmen. Hierin können auch die eventuell abzuführenden festen menschlichen Abfallstoffe einbegriffen sein, nachdem deren Menge im Vergleich zu den abzuführenden Wassermengen eine sehr geringe ist (nach Pettenkofer im Mittel nur 93 Gramm pro Kopf und Tag, dem also ein Volumen von etwa $\frac{1}{10}$ *l* entspricht).

---

[1]) Vergl. den »Grundbau« des Verf. S. 31.

[2]) Vergl. auch DB. 1884 N:o 16.

[3]) In Berlin wurde für Flächen unter 10 *ha* eine stündl. Regenhöhe von 46 mm und für grössere Flächen eine solche von 23 mm, und davon $^1/_3$ in die Kanäle ablaufend angenommen, nämlich bezw. 43 und 21,2 *sl*/*ha* (Hbr.).

Bei Annahme der einer bestimmten Entwässerungsfläche entsprechenden Einwohnerzahl ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass die Dichtigkeit der Bevölkerung nicht nur im Allgemeinen mit der Grösse der Städte zunimmt, sondern dass dieselbe auch in den einzelnen Theilen ein und derselben Stadt sehr verschieden sein kann. Im Allgemeinen beträgt die mittlere Bevölkerungsdichtigkeit bei kleineren Städten etwa 100 bis 300 und bei grösseren bis zu etwa 800 Einwohner pro Hektar.

So wurden beispielsweise in Berlin schon vor ca. 30 Jahren, beim Entwurf der bestehenden Kanalisation, 783 Einwohner pro ha und ein Wasserverbrauch von 127,5 *l* pro Kopf und Tag angenommen, wovon die Hälfte in 9 Stunden, also 7 *l* pro Einwohner und Stunde abzuleiten wären (entsprechend 1,545 sl/ha).

In Dresden wurden bei Projektirung der Kanalisation für den dichten Kern der Altstadt 1100, für die anschliessenden Viertel mit halbdichter Bebauung 750 und für offene Viertel 120 Einwohner pro *ha* angenommen.

C. Die Abzugskanäle.

I. Die Rinnsteine.

Die Rinnsteine sind oberirdische Gerinne zur Aufnahme des von den Strassenflächen etc. ablaufenden Niederschlagswassers und zur Ableitung desselben in die unterirdischen Kanäle. Dieselben bilden die seitlichen Begrenzungen der Fahrbahn und entstehen durch das seitliche Gefälle der letzteren und die Überhöhung der Gehwege über derselben. Sie erhalten ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 500 sowie eine kleinste Tiefe von 5 bis 7 cm und eine grösste Tiefe von 15 bis 20 cm unter dem Gehweg.

Taf. VIII, Fig. 27—28. Beispiele von Rinnsteinen wie selbe z. B. in Helsingfors üblich sind. Der Rinnstein *R* lehnt sich gegen den Bordstein des gepflasterten oder asphaltirten Gehweges *T*. Fig. 27 zeigt die Anordnung bei den mit Feldsteinen gepflasterten Fahrbahnen und Fig. 28 jene bei Anwendung von Hausteinen. Statt der Pflastersteine werden auch grössere Steine mit einer ausgehauenen Rinne sowie auch solche Steine aus Cement angewendet.

» Fig: 29. Gedeckter Rinnstein von grösserem Querschnitt, unter dem Gehweg liegend. Diese Anordnung kann nur in Frage kommen an Stellen, wo keine unterirdischen Strassenkanäle vorhanden und wo die Rinnsteine auch zur Ableitung des Brauchwassers dienen sollen. Hiebei ist zur Vermeidung der Entwicklung von üblem Geruch durch das letztere, eine ständige gründliche Spülung erforderlich, etwa durch das ablaufende Wasser von öffentlichen Brunnen, oder durch Einleitung von Bächen. Für kälteres Klima ist daher die Anordnung nicht geeignet.

Die seitlichen Begrenzungen bestehen aus Bordsteinen oder Mauerwerk. Der Einlauf des Wassers von der Fahrbahn geschieht durch Seitenöffnungen *O*. Die Abdeckung besteht aus Steinplatten oder Bohlen.

2. Die Abzugskanäle.

a. Allgemeines.

Zur Ableitung des von den Rinnsteinen ablaufenden Niederschlagswassers dienen zunächst die Strassenkanäle, während das Brauchwasser in die Hauskanäle abfliesst und durch diese den Strassenkanälen zugeführt wird. Die Strassenkanäle wieder münden in grössere Hauptkanäle und Sammelkanäle (Sammler), welche die Ableitung vom Stadtgebiete bezwecken und welche theilweise auch als Strassenkanäle dienen können.

Taf. **VIII**, Fig. 30—30 a. Allgemeine Anordnung der Entwässerung durch einen Strassenkanal. Von den Rinnsteinen *R* gelangt das Niederschlagswasser durch die Strasseneinläufe *a b* in den Strassenkanal *c*, in welchen auch die Hauskanäle *d* münden.

b. Querschnittsfläche und Gefälle der Abzugskanäle.

Die erforderliche Querschnittsfläche wird entsprechend der abzuleitenden Wassermenge Q und der zu erreichenden Geschwindigkeit v, aus

$$F = \frac{Q}{v}$$

bestimmt, wobei die Wassermenge in der hier oben angegebenen Weise und die Geschwindigkeit auf Grund der früher angeführten Geschwindigkeitsformeln bestimmt wird.[1]) Die sich ergebende Querschnittsfläche F entspricht entweder dem Volllaufen, bezw. dem gesammten Querschnitt des Kanalprofils, oder nur einem Theil desselben, so dass ein wasserfreies Segment übrig bleibt. Ersteres ist in Bezug auf die Anlagekosten am vortheilhaftesten, hat aber den Nachtheil, dass dann in solchen Kanälen bei stärkeren Regenfällen ein so hoher Druck entstehen kann, dass hiedurch tiefer gelegene Baugründe einem zeitweiligen Überschwemmen durch Empordrücken des Kanalwassers durch die Einläufe ausgesetzt sein können.

Hiergegen werden an den Hauskanälen etc. Klappenverschlüsse angebracht, welche sich nach auswärtz öffnen und so den unbehinderten Abfluss des Hauswassers gestatten, dagegen das Empordringen des Kanalwassers verhindern. Ferner werden zu gleichem Zwecke, behufs Entlastung solcher volllaufender Kanäle bei stärkeren Regenfällen, s g. Nothauslässe angewendet, bestehend aus besonderen Zweigkanälen, welche in innerhalb des Stadtgebietes befindliche Recipienten (Flüsse, Schifffahrtskanäle, Stadtgräben) ausmünden und bei der Abzweigung vom Hauptkanal durch einen Überfall geschieden, sowie an der Mündung mittels einer Schütze verschliessbar sind.

---

[1]) In Berlin wurde die Eitelweinsche Formel $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

So sind beispielsweise in Berlin die Strassenkanäle für den Volllauf berechnet und dabei mit derartigen Nothauslässen versehen, nebstdem bei den Hauskanälen Klappenverschlüsse vorgesehen sind.

Derartige Schützen- oder selbstthätige Klappenverschlüsse werden zuweilen auch an der Auslaufmündung der Sammelkanäle in Flüsse etc. angebracht, um bei höheren Wasserständen in den letzteren ein Empordringen des Flusswassers in den Kanälen und dadurch ein Überschwemmen tiefer gelegener Stadtheile zu verhindern.

Das Gefälle der Abzugskanäle soll wo möglich so gross sein, dass eine zur Fortschaffung aller in dieselben gelangenden festen Bestandtheilen genügende Geschwindigkeit erreicht wird. Nachdem aber die Geschwindigkeit $v = c\sqrt{\frac{F}{p}J}$, so muss zur Erreichung des erforderlichen Geschwindigkeitsminimums das Gefälle J umso grösser angenommen werden, je kleiner die Querschnittsfläche F ist.

Nach den in Paris gemachten Erfahrungen ist dort zur Vermeidung von Schlammablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 0,8 m und zur Vermeidung von Sandablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 1 m erforderlich. Dem entspricht bei den dortigen Strassenkanälen ein kleinstes Gefälle von bezw. 1 : 200 und 1 : 100. Andererseits gilt dort bei begehbaren Kanälen als grösstes zulässiges Gefälle 1 : 33, mit Rücksicht darauf, dass bei stärkerer Neigung die Begehung infolge Ausgleitens erschwert wird. Nach in London angestellten Versuchen ist bei den dortigen Kanälen eine Geschwindigkeit von 0,6 bis 0,75 m genügend um Ablagerungen aller Art zu verhindern.

Erfahrungsgemäss genügen im Allgemeinen folgende kleinste Gefälle: bei Hauskanälen 1 : 50 bis 1 : 40, bei kleineren Strassenkanälen 1 : 800 bis 1 : 300, bei Hauptkanälen 1 : 1500 bis 1 : 1000 und bei grösseren Sammelkanälen etwa 1 : 3000. Anderseits sind aber die Kanäle bei stärkerem Gefälle als ungef. 1 : 50 der Gefahr des Trockenlaufens und dadurch der Gefahr des Versandens ausgesetzt.

c. Bauart der Abzugskanäle.

Die Kanäle werden aus Holz, glasirten Thonröhren, Cementröhren, Ziegelmauerwerk, Bruchstein- und Werksteinmauerwerk, Beton, seltener aus Eisen-Asphaltpappe oder Holzmasse-Röhren ausgeführt und ist die Wahl des Materials und der Querschnittsform hauptsächlich abhängig von der erforderlichen Grösse des Querschnitts, der Beschaffenheit des Grundes und der disponiblen Höhe für das Querprofil.

In Bezug auf die Grösse des Querschnitts unterscheidet man: nicht zugängliche, schlupfbare und begehbare Kanäle. Schlupfbar sind die Kanäle

bei wenigstens 0,75 m und begehbar bei wenigstens 1,25 m Höhe. Begehbar müssen solche grössere Strassenkanäle und Sammler angeordnet werden, welche einer Besichtigung und zeitweisen Reinigung von Hand bedürfen.

Kanäle von kleinerer Querschnittsfläche als ungef. 0,2 qm werden gegenwärtig fast durchaus mit kreisförmigem Profil aus glasirten Thonröhren ausgeführt, während grössere Profile meistens oval, namentlich eiförmig, aber auch kreisförmig, segmentförmig und in anderen gedrückten Formen ausgeführt werden. Da das kreisförmige Profil den Vortheil der kleinsten benetzten Fläche hat, so verdient dasselbe auch bei grösseren Querschnittsflächen überall dort den Vorzug, wo die Wasserstände weniger veränderlich sind und wo sich bei erforderlicher Begehung hiefür eine genügende Höhe ergiebt. Sonst verdient das eiförmige Profil den Vorzug, da dieses durch den kleineren Krümmungsradius an der Sohle besser geeignet ist kleinere Wassermengen zu koncentriren und denselben dadurch eine grössere spülende Kraft zu geben.

Hölzerne Kanäle.

Abzugskanäle aus Holz kommen wegen der leichten Vergänglichkeit des Materials selten zur Anwendung, meistens nur als provisorische Anlagen an Stellen wo die gewählte Lage des Kanals keine bleibende ist, sowie bei angeschüttetem Boden zur Erreichung einer möglichst kleinen Belastung und eines grösseren Widerstandes gegen Brüche bei ungleichförmigen Setzungen.

Taf. **VIII**, Fig. 31. Abzugskanal aus Bohlen mit rechteckigem Profil, wie solche in obgenannten Fällen beispielsweise auch in Helsingfors zur Anwendung gekommen sind. Bei kleinerer Querschnittsfläche werden solche Kanäle aus vier Bohlen zusammengefügt, während bei grösserem Querschnitt die Ausführung entsprechend Fig. 31 geschieht, wobei sämmtliche vom Wasser berührte Fugen entsprechend abgedichtet werden müssen.

Taf. **G**, Fig. 1—3. Hölzerne Kanäle bei neu angeschüttetem Boden in Boston. Fig. 1 zeigt einen grösseren Sammelkanal, welcher entsprechend Fig. 1 a aus in der Längenrichtung laufenden Bohlen von 25 cm Breite und ca. 10 cm Dicke zusammengefügt und im Inneren mit einer ca. 10 cm dicken Betonschicht bekleidet ist. — Fig. 2 ist ein Strassenkanal von ovaler Querschnittsform, welcher entsprechend Fig. 2 a nur in der unteren Hälfte aus einer äusseren Bohlenumhüllung und inneren Ziegelverkleidung, in der oberen dagegen aus Ziegelmauerwerk besteht. Der Kanal wird hier überdies von hölzernen Querwänden getragen. — Fig. 3—3 a zeigt einen derartigen Kanal für angeschütteten Boden auf schlammiger Unterlage, mit gleicher Ausführung wie bei Fig. 1 und mit hölzernen Querwänden wie bei Fig. 2, welche hier von je zwei Pfählen getragen werden (GC. 1888, I N:o 15 & 25).

Zu den hölzernen Kanälen gehören auch die in neuerer Zeit aufgekommenen Kanäle aus Muffenröhren aus gepresster Holzmasse.

Thonrohrkanäle.

Diese Kanäle bestehen aus glasirten Thon- oder Steingutröhren mit Muffenverbindung. Dieselben erhalten einen inneren Durchmesser von etwa 10 bis 60 cm, ausnahmsweise bis zu 80 cm, und eine Länge von etwa 0,6 bis 0,9 m, bei einer Wanddicke die ungefähr gleich ist $\frac{1}{12}$ des Durchmessers. Letztere wird auch nach der Formel

$$\delta = \frac{d}{20} + 0{,}9 \text{ bis } \frac{d}{20} + 1{,}0 \text{ cm}$$

bestimmt. I Berlin, wo ungefähr $\frac{5}{8}$ der gesammten Kanallänge aus Thonröhren besteht, haben dieselben einen Durchmesser von 21 bis 48 cm und eine kleinste Länge von 8,8 m. Ausnahmsweise kamen dort Röhren bis zu 63 cm Durchmesser zur Anwendung, die sich aber für den dortigen Erddruck und die durch den Verkehr hervorgerufenen Stösse als zu schwach erwiesen haben, weshalb dort wo Thonröhren von 48 cm Durchmesser nicht mehr ausreichten, gemauerte Kanäle mit eiförmigem Profil zur Anwendung kamen.

Taf. **VIII**, Fig. 32—32 a. Gewöhnliche Anordnung der Thonrohrkanäle, wobei die Röhren unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt und an den Verbindungsstellen entsprechend gedichtet werden.

» Fig. 33—33 a. Thonrohrkanal mit Bohlen als Unterlage, bei nachgiebigem Boden.

» Fig. 34. Gewöhnliche Anordnung der Verbindung bei Thonrohrkanälen, wobei die Dichtung in der Muffe mittels eines um das Rohrende gewundenen Theerstricks *a* und einer vorgelegten oder über die ganze Muffe umgelegten Thonwulst *b* stattfindet. Zuweilen wird statt der Thonwulst auch eine über die ganze Länge sich erstreckende vollständige Betonummantelung angewendet (z. B. in München, eine Ummantelung von 10 cm Dicke).

Zur Erreichung eines grösseren Widerstandes gegen ein Hinausdrücken des Theerstrickes ist das Rohrende und die Muffe geriefelt.

» Fig. 35. Verbindung bei den Thonrohrkanälen in Berlin. Die 15 mm weite Fuge ist innerst mit Cementmörtel *c* und darauf mit getheertem Hanf *a* gedichtet nebstdem eine Thonwulst die ganze Verbindung umschliesst.

» Fig. 36, 37, 38—38 b. Besondere Verbindungsarten bei Thonrohrkanälen. Bei der Anordnung Fig. 36 von Liernur ist das in die Muffe zu steckende Rohrende mit einer Wulst und mit einem Ring *b* versehen, welcher sich beim Ineinanderschieben vor die Muffe legt und so die eingelegte Dichtungsmasse *a* abschliesst. — Bei der Verbindung von Latham (Fig. 37) werden Muffe und Rohrende vorher mit einer Dichtungsmasse belegt so dass sich die beiden Theile beim Einschieben mit einander verbinden. — Bei der Anordnung Fig. 38—38 b (Syst. Archer) werden die Enden unter Anwendung einer Dichtungsmasse *a* so ineinander geschoben, dass ein leerer Ring *b* übrig bleibt, welcher nachträglich mit Cementmörtel ausgegossen wird. Dabei wird der Mörtel so lange durch die Öffnung *m* eingegossen, bis derselbe durch eine zweite Öffnung *n*, welche von der ersteren durch eine Scheidewand getrennt ist, emporsteigt.

Kanäle aus Cementröhren.

Diese Kanäle bestehen aus vorher fabriksmässig erzeugten Röhren aus Stampfbeton von etwa 1,0 bis 1,5 m Länge, welche ähnlich wie die Thonröhren

durch Überblattung in einander greifend versetzt werden. Dieselben erhalten ein kreisförmiges oder meistens ein ovales, Profil, ersteres mit einem Durchmesser von etwa 20 bis 45 cm, letzteres bei grösserer Lichtweite, bis zu etwa 100 cm, unter hauptsächlicher Anwendung des eiförmigen Profils, mit einem Verhältniss der Weite zur Höhe wie 2 : 3.

Taf. **VIII**, Fig. 39—41. Cementrohr-Kanäle mit verschiedenen Profilformen. Die ovale Form Fig. 39 ist beispielsweise in Glasgow in Anwendung mit einer Weite und Höhe von 31/57 bis 40/75 cm, während von den anderen zwei Typen z. B. in Kopenhagen Fig. 40 mit kreisförmigem Scheitelgewölbe und keilförmiger Sohle für Welten von ca. 24 bis 40 cm Weite und 1,2 m Länge, während das eiförmige Profil Fig. 41 für grössere Weiten angewendet wird.

Taf. **G**, Fig. 4. Cementrohr-Kanal mit umgekehrtem Eiprofil (Königsberg). Diese Anordnung kann sich bei Kanälen empfehlen, welche stets einen für die Spülung genügenden Wasserzufluss haben und erbieten den Vortheil einer breiteren Basis, bezw. einer besseren Gründung, sowie dass die Wassermassen mehr nach unten komentirt werden und dadurch der Kanal leichter begehbar wird. Hiedurch wird auch ein möglichst grosser hydraul. Radius $\frac{F}{p}$, bezw. eine möglichst grosse Geschwindigkeit erreicht (ZfB. 1890, Bl. 13).

Solche Cementrohr-Kanäle werden auch mit innerem Eisengerippe nach Monier's System ausgeführt und werden dieselben von der Actiengesellschaft für Monierbauten in Berlin in Kreisform mit 20 bis 200 cm Durchmesser und nur bezw. 2 bis 9 cm Wanddicke und mit Eiprofil von 20/30 bis 133,3/200 cm Weite und Höhe bei bezw. 1,8 bis 7,5 cm Wanddicke geliefert.

Gemauerte Kanäle.

Die gemauerten Kanäle bestehen meistens aus Ziegelmauerwerk, bei leicht erhältlichem natürlichem Steinmaterial wohl auch aus Bruchstein- und Hausteinmauerwerk, unter Anwendung von sehr verschiedenen Profilen.

Taf. **VIII**, Fig. 42. Viereckiger Abzugskanal aus Steinplatten. Diese einfachste Anordnung eines gemauerten Kanals kann eventuell in Frage kommen an Stellen, wo das Material aus nahe gelegenen Steinplattenbrüchen leicht erhältlich ist. Diese rechteckige Profilform hat aber den Nachtheil einer schlechten Ableitung kleiner Wassermengen.

» Fig. 43. Wiener Hauskanal aus Hohlziegeln mit halbeiförmigem Profil und Flachziegel-Abdeckung. Gegenüber den sonst üblichen Hauskanälen aus Thonröhren hat diese Anordnung den Vortheil der leichten Zugänglichkeit der Sohle behufs Reinigung, jedoch den Nachtheil ungenügender Dichtigkeit bei eventuellem Volllaufen.

» Fig. 44—48. Gemauerte Abzugskanäle mit eiförmigem Profil. Bei festerem Boden kann die Wandstärke überall gleich, also auch die äussere Begrenzung eiförmig angenommen werden, während sonst bei erforderlicher Vertheilung des Druckes auf eine grössere Breite, die Basis entsprechend erweitert wird. — Fig. 44 ist ein Hamburger Strassenkanal der ersteren Art aus Ziegelmauerwerk von $^1/_2$ Stein Stärke. Sohle und Scheitelgewölbe bestehen hier aus besserem Material, da erstere den Angriffen der koncentrirten Kanalflüssigkeiten und letzteres dem Erddrucke stärker ausgesetzt ist. — Fig. 45 zeigt einen Pariser Hauptkanal in der dort üblichen Bauweise aus Bruchsteinmauerwerk. Da das Eindringen des

Grundwassers in das Scheitelgewölbe auf die Stabilität desselben ungünstig einwirkt (durch Erweichung und Ausspülen des Mörtels und Erweichung der Steine), wird es durch einen äusseren Cementverputz von 3 cm Dicke und eine drainirende Sandschicht überdeckt, während die inneren Wände mit einer $1\,{}^1/_2$ bis 2 cm dicken Cementschicht verputzt sind. Hier werden in den grösseren Kanälen auch andere Leitungen (für Wasser, Gas etc.) in entsprechender Höhe auf eisernen Konsolen untergebracht, wodurch sie stets leicht zugänglich sind und bei Rohrbrüchen kein Schaden entstehen kann (durch Unterwaschung von Fundamenten, Überschwemmung von Kellerräumen etc.). — Fig. 46—47 sind die in Berlin angewendeten Typen von eiförmigen Strassen- und Hauptkanälen aus Ziegelmauerwerk, mit Scheitelgewölben von bezw. ${}^1/_2$ und 1 Stein Stärke und mit Erweiterung der Basis auf die ganze Kanalbreite.

Taf. **VIII**, Fig. 48. Gewöhnliche Konstruktion des eiförmigen Profils, wobei sich die Breite zur Höhe wie 2 : 3 verhalten. Es werden aber auch vielfach Eiprofile angewendet, die theils breiter theils schmäler sind als dieses. Die kleinsten, nicht schlupfbaren Eikanäle haben ein Profil von etwa 30/45 und die kleinsten schlupfbaren 55/75 cm Weite und Höhe.

» Fig. 49—50. Hamburger Haupt- und Sammelkanäle mit ovalem Profil ausgeführt aus Ziegelmauerwerk in zwei und drei Schichten von je ${}^1/_2$ Stein Stärke. Die Type Fig. 50 wird dort bei Profilen von 107/150 bis 215/258 cm Weite und Höhe angewendet.

Taf. **G**, Fig. 5. Strassenkanal in Charlottenburg mit ovalem Profil und aus Ziegelmauerwerk mit Scheitel- und Sohlengewölbe von ${}^1/_2$ Stein Stärke nebst Hintermauerung aus gewöhnlichem Mauerwerk und mit einer Unterlage von Betonplatten. Um die Abschwemmungsfähigkeit nach Möglichkeit zur vergrössern ist die Sohle mit glasirten Thonschalen belegt (Berlin u. seine Bauten).

» Fig. 6—16. Abzugskanäle aus Bruchstein- und Hausteinmauerwerk in Neapel. Diese in neuerer Zeit ausgeführten Entwässerungsanlagen umfassen drei verschiedene Sammelgebiete, nämlich ein oberes, mit gemeinsamen Abzugskanälen für Regen- und Brauchwasser, ein mittleres und zwei untere Gebiete mit getrennter Ableitung in besonderen Kanälen für diese zwei Arten von Abwässern. Hievon sind Fig. 6 & 7 Strassenkanäle und Fig. 8 ein Hauptsammler des oberen Gebietes, Fig. 9 & 10 Strassenkanäle des mittleren Gebietes wobei die Brauchwasserkanäle unter die Regenwasserkanäle mit gemeinsamem Fundament verlegt sind, Fig. 11 & 12 Strassenkanäle des unteren Gebietes, und Fig. 13 getrennte untere Hauptsammler mit gemeinsamem Fundament. Ferner zeigt Fig. 14 einen Bergwasser-Abfangekanal, während Fig. 15 & 16 Hauptableitungskanäle sind (ZfB. 1892, Taf. 43—44).

» Fig. 17. Älterer Strassenkanal aus Ziegelmauerwerk in Wien. Derselbe hat ein kreisförmiges Scheitelgewölbe und ein elliptisches Sohlengewölbe (TF.).

Taf. **VIII**, Fig. 51. Älterer Hauptkanal in Wien.

» Fig. 52—53. Kreisförmige Sammelkanäle aus Ziegelmauerwerk in Berlin bei bezw. festem und weniger tragfähigem Boden.

Taf. **G**, Fig. 18—19. Kreisförmiger Hauptableitungskanal aus Ziegelmauerwerk in Boston, in festem Thonboden und in Sandboden, wobei im ersteren Falle ein kreisförmiger und im letzteren ein ebener Schwellenrost mit Bruchsteinhintermauerung zur Anwendung kam. Unter dem Kanal befindet sich ein Drainrohr (GC. 1888 I N:o 15 & 25).

Taf. **IX**, Fig. 1—2. Gedrückte Sammelkanäle mit Segmentförmigem Scheitel- und Sohlengewölbe aus Ziegelmauerwerk in Berlin.

Taf. **G**, Fig. 20—21. Gedrückte Sammelkanäle mit segmentförmigem Scheitelgewölbe und trogförmiger Sohle in Charlottenburg. Zur Erhöhung der Ab-

schwemmungsfähigkeit ist die Sohle hier theilweise mit glasirten Thonplatten belegt (Berlin u. seine Bauten).

Taf. IX, Fig. 3. Gedrückter Sammelkanal mit elliptischem Profil in Bremen. Derselbe ist auf einem Betonbett zwischen Spundwänden gegründet.

» Fig. 4—4 a. Gedrückter Sammelkanal mit flachen Scheitelgewölben zwischen eisernen Trägern und halbkreisförmigem Sohlengewölbe.

» Fig. 5—6. Ältere Sammelkanäle mit gedrücktem Profil in Wien, bei denen die Widerlager theils auf liegendem Rost, theils auf Pfahlrost gegründet sind. Fig. 6 ist der überwölbte Alserbach, welcher bis in die neueste Zeit der grösste Sammelkanal Wiens war. Gegenwärtig wird er von dem i letzterer Zeit überwölbten Wienfluss übertroffen.

Taf. G, Fig. 22. Querprofil des überwölbten Wienflusses. Das frühere Flussbett wird theils vom neuem Sammler von 21,0 m Weite für die Aufnahme des Flusswassers und der dahin ausmündenden Kanäle, theils von der neuen Stadtbahn eingenommen. Dieses Profil entspricht zwar der grössten wahrscheinlichen Wassermenge des Flusses, es wurden aber zur grösseren Sicherheit nebstdem im oberen Flusslaufe Thalsperren angelegt, welche einen Theil der Hochwässer zurückhalten sollen. Von einer dieser Thalsperren (Wolfsgraben-, vergl. Textfig. 7) geschieht auch der Wasserbezug für die neue Wienthal-Wasserleitung (ÖZ. 1895, Taf. XIV).

Taf. IX, Fig. 7—8. Grössere Hauptableitungskanäle in Triest. Dieselben sind gleichzeitig zur Aufnahme von Bächen bestimmt und haben sämmtlich ein gedrücktes Profil mit segmentförmigem Scheitelgewölbe aus Hausteinmauerwerk, während die Widerlager und Pfeiler aus Bruchsteinmauerwerk bestehen.

» Fig. 9—10. Grössere Sammler in Paris (»collecteur Rue Rivoli» [1]) & »collecteur d'Asnières»). Wie bereits oben erwähnt werden in Paris die Sammelkanäle nach Möglichkeit auch zur Unterbringung anderer Leitungen in denselben verwendet (für Wasser, Gas, Elektricität, komprimirte Luft) zu welchem Zwecke, sowie behufs Reinigung etc. dieselben leicht zugänglich gemacht sind. Dem entsprechend besteht bei den grösseren Sammlern das Querprofil aus zwei Theilen, nämlich der eigentlichen Kanalrinne von 0,8 bis 4,0 m Breite und 0,6 bis 2,0 m Tiefe zur Aufnahme der Abwässer (cuvette), mit beiderseitigen Bankette von 0,45 bis 0,93 m Breite, und einem Scheitelgewölbe dessen Höhe bis zu 3 m über den Banketten beträgt. Über den Banketten werden in entsprechender Höhe obgenannte Leitungen auf eisernen Konsolen angebragt. Je nach der Breite der Sammelrinne werden für den Transport des bei der Reinigung aufgegrabenen Schlammes, von Baumaterialien bei Reparaturen etc. entweder Rollwagen oder Boote verwendet. Erstere kommen zur Anwendung bei einer Rinnenbreite bis zu 1,2 m und laufen auf Schienen welche an den äussersten Kanten der Bankette befestigt sind. Bei diesen Sammlern älteren Datums sind die unter den Banketten in den Seitenmauern befindlichen Rohre *c* Hauptdrains aus Cementröhren zur Aufnahme des von drainirten Gebieten ablaufenden Drainwassers. Dieselben münden stellenweise in die Kanalrinne und tragen zur Spülung derselben bei. Bei anderen in neuerer Zeit ausgeführten Sammlern wurde ein grösserer Hauptdrain unmittelbar unter der Sohle des Kanals in den Erdboden versenkt. So befindet sich unter dem Clichy-Sammler ein solcher Drain, bestehend aus lose neben einander in einer Steinbettung verlegten Cementröhren von 0,4 m Durchmesser.

Taf. G, Fig. 23. Lageplan der Hauptsammler von Paris. Entsprechend der aus den Vierziger Jahren herrührenden Disposition von Belgrand münden die Strassenkanäle in Paris in ein System von sekundären Sammlern, und diese wieder in vier zu beiden Seiten der Seine gelegene Hauptsammler (collecteurs principaux), welche die Kanalwässer vom Stadtgebiet ableiten. Von diesen Hauptsammlern war

[1]) An dessen Stelle kam in neuester Zeit ein Tunnel der neuen Untergrundbahn.

bis in die neuere Zeit der bedeutendste der obgenannte, am rechten Ufer gelegene »collecteur d'Asnières», welcher bei einer Länge von ungef. 9000 m ein Gebiet von 2627 *ha* entwässert und am Seinestrande in Clichy ausmündet. Ein zweiter Hauptsammler nimmt seinen Anfang am linken Ufer als »collecteur de la Bièvre», im weiteren Verlauf »collecteur de la rive gauche» und nach Unterfahrung der Seine mittels eines Dükers bei der Alma-Brücke »collecteur de Mareau» genannt, und mündet in den Asnières-Sammler nahe an dessen Ende. Derselbe hat eine Länge von ca. 10,300 m und entwässert am linken Ufer ein Gebiet von 2304 *ha* und am rechten ein solches von 805 *ha*, somit zusammen 3109 *ha*. Ein dritter Hauptsammler ist der »collecteur du Nord» zur Entwässerung des nördlichen Theiles der Stadt. Derselbe mündet in St. Denis in die Seine und entwässert bei einer Länge von 12,082 m ein Gebiet von 1298 *ha*.

Nachdem sich in neuerer Zeit gezeigt hatte, das die zwei Hauptsammler von Asnières und Marceau trotz ihrer reichlich bemessenen Dimensionen bei heftigem Regen nicht im Stande waren die gesammten Wassermengen abzuleiten und daher bei solchen Gelegenheiten oft die Nothauslässe nach der Seine im Stadtgebiete in Wirksamkeit kamen, so wurde zur Entlastung dieser Sammler in der zweiten Hälfte der Neunziger Jahre ein vierter Hauptsammler, der »collecteur de Clichy» ausgeführt, welcher gegenüber dem oberen Ende des Asnières-Sammlers vom »collecteur de la rive gauche» ausgehend als Düker die Seine unterfährt, nördlich vom Asnières-Sammler parallel mit demselben fortläuft und an gleicher Stelle wie der letztere in Clichy ausmündet. Derselbe erhielt im unteren Lauf die gleiche Profilform wie der Asnières-Sammler, hat aber vollkommen elliptische äussere Begrenzung und eine Kanalrinne von 4 m Breite und 2 m Tiefe. Die äusseren Masse sind 7,29 m Breite und 5,90 m Höhe, bei einer Dicke des Sohlen- und Scheitelgewölbes von je 0,45 m und der Seitenwände von 0,6 m.

Sämmtliche Kanäle in Paris bestehen aus Bruchsteinmauerwerk unter Benutzung von leicht bearbeitbarem Material aus der Umgebung der Stadt (meulière, Mühlsteinquarz). Die inneren Wände sind mit einer Cementmörtelschicht von 1 bis 3 cm Dicke (die Rinne überall 3 cm) und das Scheitelgewölbe an der Aussenseite mit einer solchen Schicht von 2 bis 3 cm Dicke verputzt, worüber eine durchlässige Sandschicht ausgebreitet ist.

d. Ausführung der Kanäle.

Die Ausführung der Kanäle geschieht, je nach der Grösse des Querprofils, der Tiefenlage unter der Erdoberfläche und den eventuell nöthigen Rücksichten auf den Strassenverkehr, entweder in offenen Baugruben oder seltener unterirdisch in Stollen.

Im ersteren Falle wird die Baugrube in üblicher Weise abgesteift, wobei für die oberhalb der Grundwasserfläche befindlichen Seitenwände eine gewöhnliche Bohlenverschalung (mit horizontalen oder aufrechten, eingerammten Bohlen) zu erhalten pflegen, während unterhalb Spundwände erforderlich sein können. Der ausgehobene Boden wird dann theilweise zum Wiederverschütten der fertigen Kanalstrecken verwendet, wobei derselbe zur Vermeidung von stärkeren Setzungen zu stampfen ist.

Taf. 6, Fig. 24. Ausführung der gemauerten Kanäle in Berlin. Die Baugrube

wurde hier oberhalb des Grundwassers mit wagrechten Bohlenlagen und unterhalb desselben mit Spundwänden abgesteift. Bei wasserfreier Baugrube ruht der Kanal mit den Sohlstücken *a* unmittelbar auf der Sohle der Baugrube, während bei stärkerem Wasserandrang zuerst eine Unterlage von Sohlenplatten *c* mit einer Längsfuge von 15 cm Breite für den Abfluss des Wassers zur Anwendung kam. Stellenweise wurden zwischen den Sohlstücken *a* und den Platten *c* noch einige Ziegelschaaren *b* eingefügt. Bei sehr starkem Wasserandrang wurden auch Betonfundamente verwendet.

Taf. G, Fig. 25. Amerikanisches Verfahren beim Ausheben und Wiederverschütten der Baugrube, bei Ausführung von Kanälen und anderen unterirdischen Leitungen. Hiebei wird an dem einen Ende der im Bau befindlichen Strecke (von etwa 50 m) der Erdboden ausgehoben, unter gleichzeitigem Einrammen von Spundwänden (mit der Ramme *R*) zur Absteifung der Baugrube, während am anderen Ende die Ausführung des Kanals und das Wiederverschütten der Baugrube fortschreitet. Letzteres geschieht unter ausschliesslicher Anwendung von Maschinenkraft für den Transport des Erdmaterials von der Aushebe- zur Verschüttungsstelle.

Der Gang der Arbeit besteht darin, dass am äussersten Ende der Baugrube diese zuerst auf eine so grosse Tiefe ausgehoben wird, als das bezügliche Material zum Wiederverschütten nicht angewendet werden kann. Dieses Material wird in Karren verladen und fortgeführt. Das Ausheben des übrigen Theiles geschieht in mehreren Abstufungen mit je einer Partie Arbeiter, welche nur das ausgehobene Material in eine Anzahl Kippeimer zu fällen haben, worauf diese durch die Dampfmaschine *M* zu einem Hochgerüst emporgehoben, mittels besonderer zweirädriger Gehänge *G* längs einer einschienigen Luftbahn zur Verschüttungsstelle und nach Entleerung daselbst wieder zur Aushubstelle zurück befördert werden. Hier werden die leeren Eimer ausgehängt und andere in Bereitschaft gehaltene gefüllte Eimer sofort wieder eingehängt (ÖZ. 1895 S. 505—TfT 1895 S. 531, mit näherer Beschreibung der hiebei angewendeten Maschinen und Apparate).

» Fig. 26—27. Unterirdische Ausführung der Sammelkanäle in Boston, bei grösserer Tiefe, unter Anwendung von Stollen (GC. 1888, I).

» Fig. 28—28 c. Unterirdische Ausführung des Geest-Sammlers in Hamburg. Dieser Kanal von 3 m lichtem Durchmesser wurde bei einer durchschnittlichen Tiefenlage von 20 m auf eine Länge von ungefähr 3 km mittels Stollen durchgetrieben. Hiebei wurde anfangs, ausgehend von ca. 200 m von einander entfernten Förderschachten von 4 $\times$ 2 m Querschnitt, ein einziger Stollen von so grossem Querschnitt angelegt, dass innerhalb desselben der kreisförmige Kanal von 4 m äusserem Durchmesser hergestellt werden konnte (Fig. 28). Infolge eines ausserordentlich starken Firstendruckes musste aber dieses System bald aufgegeben werden, worauf dann zunächst ein kleinerer Richtungsstollen an der Sohle durchgeschlagen, dann über demselben ein Firstollen vorgetrieben (Fig. 28 a) und nach der in Fig. 28 b und 28 c ersichtlichen Bauweise erweitert wurde. Da sich aber auch dieser Einbau als zu schwach erwies, wurde das Werk schliesslich unter Anwendung von Eisen-Einbau vollendet. Die Anlagekosten betrugen nahezu 3 Millionen Mark (Hamburg u. seine Bauten).

Die Gründung der Kanäle ist von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Bei festem Boden werden dieselben unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt, während sonst verschiedene Befestigungsarten des Bodens zur Anwendung kommen, und zwar mittels Sandbettungen, liegendem Rost, Beton, Pfahlrost.

Kanäle aus Ziegelmauerwerk mit eiförmigem Profil werden ferner behufs grösserer Dauerhaftigkeit oft mit besonderen Sohlstücken aus natürlichen Steinen,

Beton oder aus gebranntem Thon mit glasirter Innenfläche ausgeführt. In einzelnen Fällen kamen auch Sohlstücke aus Gusseisen zur Anwendung.

Kanäle aus Beton werden bei kleinerem Profil in früher geschilderter Weise aus vorher fabriksmässig ausgeführten und in die Baugrube verlegten Cementröhren hergestellt, während bei grösseren Profilen die Herstellung entweder theilweise oder gänzlich durch Einstampfen des Betons in der Baugrube geschieht. Ersteres geschieht zuweilen bei mittelgrossen Profilen unter Anwendung von besonderen vorher fabriksmässig erzeugten Sohlstücken, welche auf die Sohle der Baugrube verlegt und dann mit Stampfbeton überbaut werden.

Taf. IX, Fig. 11—13 a. Gründung von Berliner-Sammelkanälen auf liegendem Rost (Fig. 11 & 12) und auf Betonschüttung (Fig. 13—13 a). Diese Beispiele zeigen zugleich die Anwendung von besonderen Sohlstücken aus Stampfbeton, welche durch Überblattung und Cementmörtelverstrich in den Fugen mit einander verbunden werden.

» Fig. 14—17. Beispiele von Sohlstücken aus gebranntem Thon (Glasgow, Stuttgart, Paris). Die letztere Anordnung wurde in Paris in neuerer Zeit bei eiförmigen Sammelkanälen eingeführt, wobei statt der gewöhnlichen Rundung der Sohle eine schmälere mit glasirten Hohlziegeln belegte Rinne von 0,4 m Breite und 0,25 m Tiefe nebst einem Bankett von 0,185 bis 0,4 m Breite zur Erleichterung des Begehens angeordnet wurde.

» Fig. 18—18 a. Sohlstücke aus Gusseisen wie solche vor längerer Zeit stellenweise in England zur Gründung von Kanälen im Triebsand zur Anwendung kamen. Dieselben sind unterhalb mit Rippen verstärkt und an den seitlichen Flanschen behufs besseren Anhaftens des Mauerwerks durchbrochen.

» Fig. 19—20. Kopenhagener Betonkanäle mit besonderen Sohlstücken, welche sowohl unter einander als auch mit dem Beton-Überbau mittels Feder und Nuth verbunden sind.

» Fig. 21. Kreisförmiger Sammelkanal aus Stampfbeton in Stuttgart mit besonderer Sohlenrinne und seitlichen Banketten.

» Fig. 22—23. Gedrückte Betonkanäle auf liegendem Rost in Königsberg.

» Fig. 24. Betonkanal mit Scheitelgewölbe aus Ziegelmauerwerk (Adelaïde).

Taf. H, Fig. 1. Neuerer Betonkanal in Wien. Hiebei wird eine Unterlage von Beton-Formstücken verwendet. Der untere Theil des Kanals besteht aus Portlandcement und Flussand mit Schotter von höchstens 1 cm Durchmesser, im Verhältnis 1 : 3, die Seitenwände aus Romancement und Flusssand mit Schotter von höchstens 2 $^{1}/_{2}$ cm Dmr. und das Scheitelgewölbe aus Romancement mit Sand und Schlägelschotter, im Verhältniss von 1 : 2 : 2. Nachdem sich solche Betonkanäle als überaus vortheilhaft erwiesen hatten, kamen dieselben in neuerer Zeit dortselbst in ausgedehntem Masse zur Anwendung (ÖZ. 1894, S. 479).

» Fig. 2—3 a. Neuere Sammelkanäle aus Stampfbeton in Brüssel. Fig. 2 ist ein grösserer Sammler unter der Rue Portaels, während Fig. 3 und 3 a Profile der unterirdischen Ableitung des Maelbeck Creek-Baches durch die Stadt darstellen. Beruhend von den örtlichen Verhältnissen erhielt dieser Kanal verschiedene Profilformen und zwar Fig. 3 unter dem Gaswerk der Stadt und Fig. 3 a unter der Staatsbahn, letzteres getheilt in zwei Theile mit einem besonderen

eiförmigen Schmutzwasserkanal in der Mitte. Diese Anlagen zeichnen sich namentlich durch die bei denselben verwendeten ungewöhnlich schwachen Betonmischungen aus, nämlich 1 : 6 : 12 für die Fundamente und 1 : 4 : 8 für den Überbau (Eugg. Nws 1896, I. S. 195).

Taf. **II**, Fig. 4—5. Amerikanische Kanäle gegründet auf Pfahlrost, bezw. in Lynn (Mass.) und in Boston (Eugg. Nws. 1896 I, S. 103—GC. 1888 I, N:o 15).

Anschluss der Zweigkanäle.

Damit das von einem Zweigkanal einem anderen Kanal zuströmende Wasser auf den Abfluss des letzteren nicht hemmend bezw. stauend einwirke, muss der Anschluss des ersteren ein tangentieller sein.

Taf. **IX**, Fig. 25—26. Anschluss gemauerter Zweigkanäle und solcher aus Thonröhren.

e. Strasseneinläufe.

Die Strasseneinläufe vermitteln den Abfluss der Abwässer von den Rinnsteinen in die Kanäle. Dieselben bestehen aus vier mittels einer Gitterklappe geschlossenen Öffnungen an der Sohle der Rinnsteine, oder an den die letzteren gegen die Gehwege begrenzenden Bordsteinen, welche durch einen Einlaufkanal oder ein Einlaufrohr mit dem Strassenkanal entweder unmittelbar, oder unter Anwendung eines unter der Einlaufmündung befindlichen Sinkkastens (Schlammfanges) in Verbindung stehen. Die Einlaufkanäle bestehen aus Mauerwerk oder aus Thonröhren.

Die Sinkkasten sind brunnenartige Behälter aus Mauerwerk, Beton, Steingut oder Gusseisen, welche den Zweck haben, die vom einlaufenden Wasser mitgerissenen schwereren Unreinlichkeiten (Sand etc.) aufzufangen, bezw. das Eindringen derselben in den Kanal zu verhindern. Hiedurch wird der Bildung von Ablagerungen in den Kanälen, welche den Abfluss des Kanalwassers beeinträchtigen und daher zeitweilig beseitigt werden müssen, entgegengearbeitet. Derartige in die Kanäle eindringende Schlammmassen kommen namentlich bei chaussirten Strassen reichlich vor, entstehen aber auch bei Pflasterungen durch die Abnützung der Pflastersteine. Die Anwendung von Sinkkasten ermöglicht auch die Anbringung eines zweckmässigen Wasserverschlusses an den Einlaufkanälen gegen das Empordringen der Kanalgase in die Strassen.

Die Einläufe erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 40 bis 60 m. Da bei den Einläufen die Rinnsteine die grösste Tiefe erhalten, so ist mit Rücksicht auf einen bequemen Strassenübergang für die Fussgänger das Verlegen der Einläufe an die Strassenecken möglichst zu vermeiden.

In den nördlichen Ländern werden bei eintreffendem Frost die Sinkkasten

zweckmässig mit Stroh gefüllt, zur Vermeidung des Eindringens von kalter Luft in die Kanäle und des Emporsteigens von Kanalgasen.

Taf. IX, Fig. 27—29 b. Strasseneinläufe ohne Sinkkasten. Fig. 27—27 a ist ein älterer Einlauf in Hamburg, angewendet bei gepflasterten Strassen. Wie aus dem Grundriss Fig. 27 a zu ersehen, hat aus oben angeführten Gründen (vergl. Fig. 25—26) der Einlaufkanal einen tangentiellen Anschluss an den Strassenkanal (vergl. Taf. VIII, Fig. 30 a). Bei den folgenden zwei Beispielen (bezw. Wien & Paris) besteht der Einlaufkanal zuerst aus einem lothrechten Schacht und einem Verbindungskanal von geringerer Neigung, wodurch sowohl eine bessere Gründung des Einlaufkanals als auch eine Minderung der Zuflussgeschwindigkeit erreicht ist.

Derartige unmittelbare Einläufe sind nur dort zulässig, wo die Kanäle durch eine reichliche Wasserzufuhr und ein stärkeres Gefälle eine zur Vermeidung von Ablagerungen genügende Spülkraft haben und wo das Kanalwasser durch die stärkere Verdünnung in geringerem Grade der Entwicklung von Gasen ausgesetzt ist. In Paris ist beispielsweise die erstere Bedingung in geringerem Grade erfüllt, infolge dessen die Beseitigung von Ablagerungen aus den Kanälen dort mit grossen Kosten verbunden ist. Man ist daher dort auch in neuerer Zeit zur theilweisen Anwendung von Sinkkasten übergegangen (bei den chaussirten Strassen).

Taf. H, Fig 6—6 d. Berliner Strasseneinläufe mit Sinkkasten aus Ziegelmauerwerk auf Sohlenplatten aus Granit. Zur Vermeidung eines Verstopfens der zum Kanal leitenden Ablaufröhre durch eingedrungene Schwemmstoffe ist vor der Mündung derselben eine im rechten Winkel abgebogene, an den Enden eingemauerte Schutzplatte *e* angebracht. Hiedurch wird jedoch hier nicht ein Abschluss der Kanalgase beabsichtigt, sondern ist im Gegentheil zum Durchlassen derselben der wagrechte Theil der Platte durchlöchert. Behufs leichter Zugänglichkeit der Mündung des Ablaufrohres bei erforderlicher Reinigung, ist ein Theil der Platte zum Aufklappen eingerichtet (CBl. 1884—85).

Taf. IX, Fig. 30—31. Strasseneinläufe mit Klappenverschluss zur Verhinderung des Emporsteigens der Kanalgase (bezw. Linz & Lüneburg). Diese Anordnung, wobei die Klappe am unteren oder am oberen Ende des Einlaufkanals angebracht sein kann, hat zwar den Vortheil der Einfachkeit, ist jedoch ziemlich unzuverlässig, da durch dazwischen gekommene Gegenstände die Klappe leicht undicht anschliesst. Die Anordnung Fig. 31 hat den Vortheil der leichteren Zugänglichkeit der Klappe behufs Reinigung.

» Fig. 32. Strasseinlauf mit einfachem Elbogen-Wasserverschluss (Syphonverschluss) in Brüssel. Zur Sicherheit gegen ein allfälliges Austrocknen wird dem Verschluss durch ein Rohr *c* ständig Wasser zugeführt (Ablaufwasser von Brunnen oder von der Wasserleitung entnommen).

» Fig. 33—35. Gewöhnliche Anordnungen von gemauerten Sinkkasten mit Wasserverschluss. Dieselben bestehen aus einem im Querschnitt viereckigen oder kreisrunden Behälter B an dessen Boden D sich die Sinkstoffe ablagern. Der Wasserverschluss wird hier durch ein in entsprechender Höhe angebrachtes, nach aufwärtz gekehrtes Knierohr *c* erreicht, an welches sich das Ablaufrohr zum Kanal anschliesst. Es kann daher vom Kasten immer nur soviel Wasser abfliessen, dass das Ende des Knierohres stets unter Wasser bleibt. Der Sinkkasten befindet sich entweder unmittelbar unter dem Rinnsteine (Fig. 33) oder seitwärtz von demselben unter dem Gehweg (Fig. 34) oder theilweise unter dem Rinnsteine und theilweise unter dem Gehweg (Fig. 35). In den letzteren zwei Fällen ist der Sinkkasten mit einer Steinplatte oder einem eisernen, event. hölzernen Deckel abgedeckt. Der Aushub der Sinkstoffe geschieht gewöhnlich durch Ausbaggern mittels einer Baggerschaufel.

Taf. IX, Fig. 36. Sinkkasten mit eiserner Scheidewand für den Wasserverschluss (Stadt Witten). Die gleiche Anordnung kam in neuerer Zeit auch in Neapel zur Anwendung (vergl. ZfB. 1892, Taf. 44).

» Fig. 37. Sinkkasten mit Schlammeimer (Stuttgart). Die Sinkstoffe sammeln sich hier in einem Blecheimer *D* in welchen das Wasser durch den unter dem Einlaufgitter angebrachten Trichter *E* abfliesst. Hiedurch können die im Eimer sich sammelnden Sinkstoffe einfach durch Ausheben des letzteren beseitigt werden, was unter Benützung einer kleinen Bockwinde geschieht. Da es nicht vermieden werden kann, dass sich auch am Umfange des Eimers Ablagerungen bilden, wodurch derselbe mehr oder weniger festgeklemmt wird, so ist es zur Erleichterung des Aushebens angezeigt, ihm eine etwas konische Form zu geben.

» Fig. 38—40. Sinkkasten aus Steingutröhren (bezw. in Danzig, London, Frankfurt). Zur Vermeidung einer Beschädigung derartiger Sinkkasten durch etwa über dieselben fahrende Wagenräder, soll hiebei die eiserne Gitterklappe an der Einlaufmündung nicht wie in Fig. 38 auf dem Sinkkasten, sondern wie in den anderen zwei Beispielen, auf einem besonderen Mauerkörper aufruhen.

» Fig. 40 a. Sinkkasten aus Gusseisen.

» Fig. 41—42. Weitere Beispiele von Steingutsinkkasten mit Wasserverschluss (Brüssel, Karlsruhe).

f. Reinigung der Kanäle.

Dort wo sich in den Kanälen infolge von ungenügender Spülkraft Ablagerungen bilden, müssen dieselben in künstlicher Weise beseitigt werden. Dies geschieht in der Art, dass dieselben entweder durch Räumung oder durch künstliche Spülung vorwärtz geschafft und dann an gewissen Punkten zu Tage gefördert, eventuell auch vom Kanalwasser in Flüsse etc. abgeführt werden.

Die Kanalräumung besteht in der einfachsten Form bei den Thonrohrkanälen im Durchziehen einer cylindrischen Stahlbürste durch an beiden Enden befestigte Seile, welche bei den benachbarten Einsteigeschachten emporgezogen werden. Das vorherige Durchbringen des Seiles geschieht durch dessen Befestigung an einem Schwimmer, welchen man mittels eines stärkeren Wasserstromes durchschickt, oder es kann zu dem Zwecke ein durchgeschobener steifer Draht verwendet werden. Bei begehbaren Kanälen geschieht die Räumung entweder dadurch, dass die abgelagerten Massen mittels einer Baggerschaufel unmittelbar ausgehoben, in Eimer gefüllt und durch die benachbarten Einsteigeschachte zu Tage gefördert werden[1]), oder es werden die Massen mittels Krücken bis zu bestimmten Punkten hingeschoben und von dort durch Baggerung beseitigt.

Die künstliche Spülung der Kanäle geschieht durch zeitweilige Erzeugung einer so starken Strömung, dass dadurch die Ablagerungem fortgerissen werden.

---

[1]) In Berlin geschieht dies, sobald die Ablagerungen eine Mächtigkeit von ca. 15 cm erreicht haben.

Hiezu wird entweder das Kanalwasser selbst aufgestaut und plötzlich abgelassen, oder es wird anderes Wasser verwendet, welches in Behältern gesammelt und in bestimmten Zeitintervallen in die zu spülende Kanalstrecke abgelassen wird. Das Öffnen der bezüglichen Stauvorrichtungen geschieht entweder von Hand oder selbstthätig.

Taf. IX, Fig. 43—44. Stauschachte mit Spülklappe für Thonrohrkanäle. Hier ist behufs Spülung einer Kanalstrecke am oberen Ende derselben ein gemauerter Schacht *S* eingebaut in welchem die Einlaufmündung zum Kanal mit einer Klappe *B* versehen ist. Behufs Spülung wird die Klappe geschlossen gehalten, worauf sich das von der oberen Kanalstrecke (oder von einem besonderen Zuleitungsrohr) zufliessende Wasser im Schachte sammelt. Sobald sich auf diese Weise die zur Spülung nöthige Wassermenge gesammelt, wird die Klappe mittels der Kette *K* von Hand gehoben, worauf jene Wassermenge der Kanalstrecke plötzlich zuströmt und so die Spülung bewirkt. Zur Vermeidung eines Überfüllens des Schachtes bei versäumtem Öffnen der Klappe, ist in Fig. 43 die Kette mit einem Schwimmer *C* versehen, welcher an der Oberfläche des Wassers im Schachte schwimmt, so dass er bei Überschreitung einer gewissen Höhe die Kette spannt und die Klappe selbstthätig soweit anhebt, dass das zufliessende Wasser einen Abfluss findet. Statt dessen kann auch wie in Fig. 44 ein Überlaufrohr zur Anwendung kommen.

Taf. H, Fig. 7—8. Transportable hölzerne Stauschleusen bei den Pariser Kanälen. Bei kleineren Kanälen mit reichlicherem Wasserzufluss werden dort stellenweise transportable Schleusen von der Anordnung Fig. 7—7 a in der Art verwendet, dass sie von einem Arbeiter am Stiele gegen die Strömung gehalten werden, so dass bei seinem Rückwärtzschreiten die Ablagerungen durch den von der geöffneten Schütze kommenden Wasserstrahl fortgespült werden. Bei grösseren Kanälen ist die Schleuse zur Erleichterung des Transports auch entsprechend Fig. 8—8 a an einem Schubkarren angebracht.

Ausserdem werden in Paris bei diesen Kanälen auch stabile Schleusen mit plötzlich zu öffnenden Drehschützen angewendet.

Taf. IX, Eig. 45—45 a. Eiserne Spülthür, welche in einem Schachte um seitliche Scharniere drehbar ist und im geschlossenen Zustand das Kanalwasser bis zu einer gewissen Höhe aufstaut. Hiebei wird die Thür *A* von einer gegen die gegenüber liegende Ecke gestützten Strebe *B* an die Kanalmündung angedrückt. Wird die Strebe durch Anziehen der Zugstange *C* ausgerückt, so ergiesst sich das gesammte aufgestaute Wasser plötzlich in die untere Kanalstrecke.

» Fig. 46—46 a. Spülthür gleicher Art wie die vorige, wobei jedoch die stützende Strebe *S* zu einem Zahnradmechanismus *c* an der gegenüberliegenden Wand einer Seitengallerie *A* geführt ist. Der Mechanismus besteht aus einem Gehäuse, welches längs einer wagrechten Zahnstange *b* gleitet und durch Drehung der Schneckenkurbel *d* und eines damit in Verbindung stehenden Zahnradpaares in Bewegung gesetzt wird. Diese Anordnung ist z. B. in Frankfurt und in Stuttgart in Anwendung.

» Fig. 47. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Spindelschiebers mit Gegengewichten. Die in Falzen lothrecht geführte Thür *a* ist an zwei Ketten *k* aufgehängt, welche über Rollen *d* geführt und mit Gegengewichten *c* versehen sind. Der Bewegungsmechanismus besteht aus einer Spindel mit Schnecke *b*, welche in eine am Schieber angebrachte Zahnstange eingreift.

Die gleiche Anordnung pflegt auch zur Absperrung von Nothauslässen angewendet zu werden.

Taf. H, Fig. 9—9 a. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Handschiebers (Stuttgart, Db.).

Taf. II, Fig. 10—10 a. Spülschleuse mit selbstthätiger Klappe in Boston. Der Apparat wird bei Sammlern mit schwächerem Gefälle als 1 : 2000 in der Weise angewendet, dass die Schleuse bei reichlichem Wasserzufluss in den Schacht emporgezogen, bei erforderlicher Spülung aber, an die Sohle niedergelassen wird und dann als selbstthätiger Klappenwehr wirkt (GC. 1888, I. N:o 15).

Taf. IX, Fig. 48. Selbstthätiger Kippspüler, bestehend aus einem trapezförmigen Wipptrog, welches bei theilweiser Füllung in wagrechter Lage verbleibt, bei vollständiger Füllung aber in die punktirte Lage umkippt und sich in den Kanal *B* entleert, worauf das Gefäss wieder selbstthätig in die wagrechte Lage zurückkehrt. Der Apparat ist hauptsächlich in Amerika, bei Hausleitungen zur Anwendung gekommen, mit Gefässen von etwa 15 bis 40 Liter Inhalt.

» Fig. 49—49 a. Neuerer selbstthätiger Spülapparat von Frühling (angewendet z. B. in Königsberg). Der Apparat bezweckt, das in einem Spülbehälter *S* durch den Zufluss bei *e* sich sammelnde Wasser in bestimmten Zeitintervallen durch das mit einem Ventil *a* geschlossene Spülrohr *r* selbstthätig ablaufen zu lassen. Hiebei steht das Ventil mit einem Schwimmer *b* und dieser wieder mit einem zweiarmigen Hebel in Verbindung, dessen Drehungsachse sich bei *o* befindet und welcher am anderen Ende ein trapezförmiges Gefäss *c* trägt. Bei leerem Behälter ist, durch das Übergewicht des Schwimmers und des Ventils, das Spülrohr geschlossen und verbleibt es auch bei Füllung des Behälters so lange, bis das Wasser über die oberste Kante des Gefässes *c* steigt und dieses füllt. Hiedurch bekommt es das Übergewicht und das Ventil wird emporgezogen. Zur Beförderung der kippenden Bewegungen des Hebels, befindet sich über demselben eine Röhre *d* welche eine als Gegenwicht wirkende Metallkugel *k* enthält, die beim Sinken des Gefässes *c* an das rechtseitige Ende der Röhre rollt und das Übergewicht von c erhöht. Da sich bei dem darauf erfolgenden Entleeren des Behälters auch das Gefäss *c* entleert (Fig. 49 a), so bekommt dann wieder der Schwimmer und das Ventil das Übergewicht, infolge dessen wieder der Schluss des Ventils eintritt und die Kugel *k* zurückrollt.

» Fig. 50. Selbstthätiger Heberspülapparat (Syphon) von Waring, wie selber zuerst in Amerika, und später auch vielfach in europäischen Städten zur Anwendung gekommen ist. Bei der hier dargestellten Anordnung (angewendet in Rom) befindet sich im Boden eines 8 bis 10 cbm fassenden gemauerten Behälters ein lothrechtes Ablaufrohr, dessen oberste Kante bis zum gewünschten grössten Wasserstande im Behälter reicht (hier 1,5 m), während das untere Ende in den zu spülenden Kanal mündet. Über dieses Rohr ist ein zweites oben geschlossenes und unten offenes Rohr gestülpt, so dass das im Behälter sich sammelnde Wasser von unten in den zwichenraum zwischen den beiden Rohren gelangt.

Sobald nun das Wasser im Behälter so hoch gestiegen, dass es die oberste Kante des Ablaufrohres überschreitet, so fällt es über dieselbe in das Innere des Rohres, wonach der Apparat als Heber zur Wirkung kommt und den gesammten Inhalt des Behälters zur plötzlichen Entleerung bringt.

Taf. II, Fig. 11—12. Syphon-Spülapparate gleicher Art wie der vorige, in Paris. Die Anlage besteht hier aus einem gemauerten Behälter von 8 bis 10 cbm Inhalt, auf dessen Boden sich der Syphon befindet. Derselbe besteht aus einem ringsum geschlossenen Bodengefäss *B*, in welches das mit einer Glocke *D* überdeckte Ablaufrohr *C* eingesetzt ist, nebstdem von demselben das zum Kanal leitende Auslaufrohr *E* ausgeht. Es kommt daher durch diesen Apparat bei der jeweiligen Entleerung nur die der Höhe der Glocke *D* entsprechende Wassermenge von 5 bis 6 cbm zum Abfluss, während der übrig bleibende Rest immer den Kanalräumern zur Verfügung steht, welche die jeweilig erforderlichen Wassermengen durch Aufziehen der Schütze *F* mittels des Hebels *G* dem Behälter entnehmen. Die Spülung durch den Syphon geschieht je nach Bedarf ein- bis dreimal des Tages.

Diese Spülbehälter (reservoirs de chasse) liegen entweder wie in Fig. 11 am Anfang eines Kanals oder am Ausgangspunkt zweier nach verschiedenen Richtungen laufenden Kanäle, wobei vom Gefässe *B* nach beiden Seiten Auslaufrohre abgezweigt sind, und sind die Behälter entweder wie bei dieser Figur in den Kanal selbst, oder wie in Fig. 12 seitwärts von demselben verlegt.

Vom Jahre 1883 bis 1896 kamen in Paris 1,700 Stück derartiger Apparate zur Anwendung, was ungefähr der Hälfte der dort für die vollständige Spülung des ganzen Kanalsystems erforderlichen Anzahl entspricht.

Taf. IX, Fig. 51. Selbstthätiger Heberspülapparat von Rothe, zur Verwendung von gewöhnlichem Kanalwasser behufs Spülung. Derselbe besteht aus einem gekrümmten Rohr *b c e d*, das sich bei *b* vom Zuflussrohr *a f* nach unten abzweigt und in einen gemauerten Behälter *g* versenkt ist. Bei *c* ist dieses Rohr offen und bei *e* verengt (behufs Erreichung der Heberwirkung). Von dem bei *a* zufliessenden Kanalwasser gelangt ein Theil durch die Öffnung an der Kanalsohle bei *b* in das Heberrohr und durch dessen Öffnung bei *c* in den Behälter, der sich auf diese Weise allmählich bis zum höchsten Punkt *e* des Heberrohres füllt, worauf dieses in Wirksamkeit tritt und den Inhalt des Behälters bis zur Öffnung *c* plötzlich nach *d* entleert. Zur Vermeidung des Eindringens von festen Gegenständen (Papier etc.) in das Heberrohr, wodurch dieses leicht verstopft werden könnte, ist die Eintrittsöffnung bei *b* mit einem Gitter versehen. Dieser Apparat ist stellenweise in Deutschland zur Anwendung gekommen.

Zu den selbstthätigen Spülapparaten für Abzugskanäle gehört schliesslich auch die im I. Theil dieses Werkes (S. 116) unter den beweglichen Wehren beschriebene Klappe von Doell (vergl. Taf. V Fig. 13), welche beispielsweise bei den Abzugskanälen in Bremen als Spülklappe in Anwendung ist.

» Fig. 52—52 a. Kanalreinigungswagen mit stellbarer Klappe, wie solche bei den grösseren Sammlern mit Banketten in Brüssel und in Paris verwendet werden. Der Apparat besteht aus einem auf den Schienen der Bankette rollenden Plateauwagen *A*, an dem mittels Scharnieren eine in die Kanalrinne passende Klappe *B* in der Weise aufgehängt ist, dass das untere Ende derselben durch eine Zugstange *c* (oder Kette) beliebig hoch gehoben werden kann. Zu dem Zwecke hängt die Zugstange an einer Schraubenspindel, welche durch das Handrad *D* gehoben oder gesenkt werden kann. Die Klappe wird nun so tief niedergesenkt, dass das Wasser hinter derselben entsprechend hoch aufgestaut wird und unter der Klappe ein so starker Wasserstrahl austritt, dass er die davor befindlichen Ablagerungen fortspült. Hiebei wird der Wagen zugleich durch den Wasserdruck gegen die Klappe vorwärtz geschoben, wobei dessen Bewegung mittels Bremse geregelt wird.

Taf. H, Fig. 13. Schützenwagen angewendet in Paris, wobei statt der Klappe eine Schütze benutzt wird, welche mittels der Schraubenspindel *S* in am Wagen befestigten Coulissen niedergeschoben wird, unter gleichzeitiger Regelung der Bewegung des Wagens durch die Bremse *B*.

» Fig. 14. Kanalreinigungsschiff mit stellbarer Schütze, angewendet in Paris bei den grössten, nicht mehr von Wagen befahreren Sammlern.

» Fig. 15—15 a. Beweglicher Spülapparat für Thonrohrkanäle, angewendet in Berlin. Derselbe besteht aus einem kleinen Rollwagen, welcher von drei Kugeln getragen wird und das Kanalprofil im oberen Theil absperrt. Das hiedurch aufgestaute, unten in Form eines kräftigen Strahles austretende Kanalwasser spült die Ablagerungen vor sich fort, unter gleichzeitiger Fortschiebung des Apparates, dessen Bewegung durch beiderseits angebundene Seile geregelt wird.

g. Einsteigeschachte, Lampenlöcher und Lüftungsanlagen.

Um die Abzugskanäle behufs Besichtigung Reinigung etc., zugänglich zu machen, werden dieselben mit Einsteigeschachten versehen, bestehend aus gemauerten Schachten, welche entweder unmittelbar über dem Kanal oder seitwärtz aufgeführt sind und im letzteren Falle durch eine wagrechte Gallerie mit dem Kanal in Verbindung stehen. Die letztere Anordnung wird namentlich bei verkehrsreichen Strassen, zur Vermeidung von Verkehrsstörungen auf der Fahrbahn, angewendet. Die Einsteigeschachte werden gewöhnlich an den Strassenkreuzungen angelegt und erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 100 bis 200 m.

Bei nicht begehbaren Kanälen werden oft zwischen den Einsteigeschachten in gegenseitigen Entfernungen von etwa 30 bis 40 m s. g. Lampenlöcher angeordnet, bestehend aus Thonröhren von 20 bis 25 cm Dmr., in welchen behufs Besichtigung des Kanals eine Laterne niedergesenkt wird, so dass man von den Einsteigeschachten (Revisionsbrunnen) auch durchblicken kann.

Da die aus dem Kanalwasser sich entwickelnden Gase sowohl für den Ablauf des Kanalwassers hinderlich als auch für die in den Kanälen beschäftigte Mannschaft beschwerlich, sogar lebensgefährlich sein können, so ist die Beseitigung der Kanalgase (Kanalluft) durch Lüftung der Kanäle erforderlich. Hiefür werden entweder keine besondere Anlagen ausgeführt, indem man dann die Kanalgase durch die Einsteigeschachte, Lampenlöcher, Strasseneinläufe und die Regenrohre an den Häusern entweichen lässt, oder es kommen zu dem Zwecke besondere Ventilationsschachte und Entlüftungsrohre zur Anwendung. Letztere münden entweder wie die ersteren in der Strassenfläche aus, oder es werden dieselben an den Häusern entsprechend hoch emporgeführt, wie dies beispielsweise in Helsingfors der Fall ist.

Die für den Durchgang der Gase bestimmten Schachte werden mit durchbrochenen Klappen versehen, unter welchen zweckmässig eine Fangeplatte oder ein Gefäss angebracht wird, um zu vermeiden, dass die durchfallenden Unreinlichkeiten in den Kanal gelangen. Stellenweise kamen bei diesen Schachten auch besondere Einsätze mit Kohlenfüllung, behufs Reinigung der durchstreichenden Kanalluft, zur Anwendung. Die Ventilationsschachte dienen zuweilen auch zur Beleuchtung des Kanals.

Taf. H, Fig. 16—16 c. Einsteigeschacht (Revisionsbrunnen) bei den Thonrohrkanälen in Berlin. Dieselben haben einen kreisrunden Querschnitt von 0,95 m Weite, welche nach der Mündung zu bis zu 0,55 m verengt ist. Zum Einsteigen sind an der Wand bügelförmige Steigeisen *s* im Zickzack eingemauert. Die Klappe *a* (Fig. 16 b—16 c) ist für den Durchgang der Gase durchbrochen und befindet sich unter derselben ein nur in der Mitte durchlochter Blechdeckel *b* zum Auffangen der durchfallenden Unreinlichkeiten. Gegen ein Ausrutschen der Pferde sind in die Klappe vier Holzklötze eingelegt (Hbr.).

Taf. **IX**, Fig. 53—54. Einsteigeschachte bei begehbaren Kanälen, welche unmittelbar über dem Kanal angebracht sind. Da die Mündung unter gewöhnlichen Verhältnissen keine grössere Weite zu haben braucht als etwa 0,5 bis 0,6 m, so erhält ein solcher Schacht nur bei kleineren Kanälen lothrechte Wände wie in Fig. 53 (Budapest), während sie sonst von oben nach unten divergirend angeordnet werden. In Fig. 54 (Berlin) sind zwei Wände geneigt und zwei lothrecht. Bei noch grösseren Profilen ist in Berlin statt der einen geneigten, nach dem Widerlagen gehenden, eine auf dem Scheitelgewölbe ruhende lothrechte Wand angeordnet (ähnlich wie im folgenden Beispiel).

Taf. **H**, Fig. 17. Einsteigeschacht über dem Kanal bei den Sammlern in Boston.

» Fig. 18—19. Seitliche Einsteigeschachte in Boston. Der bei diesen zwei Beispielen über dem Kanal befindliche zweite Schacht dient zur Niederführung von Booten, welche zur Reinigung der Kanäle und zu Reparaturen verwendet werden, zu welchem Zwecke die Schachtmündung hier eine Weite von 1,22 × 3,85 m hat. Die Einsteigeschachte haben hier eine gegenseitige Entfernung von 122 m. Die Mündungen der Schachte sind mit durchbrochenen Klappen geschlossen, unter welchen zum Auffangen von Unreinlichkeiten ein Blecheimer aufgehängt ist (GC. 1888, I, N:o 17).

» Fig. 20. Seitlicher Einsteigeschacht in Paris.

Taf. **IX**, Fig. 55. Entlüftungsrohr, zugleich Lampenloch bestehend aus Thonröhren von 0,25 m Durchmesser (Stuttgart). Die durchbrochene Verschlussklappe liegt hier seitwärts von der Achse des Rohres, wodurch das Eindringen von Schmutz in das letztere vermieden wird.

h. Hausleitungen.

Die Hausleitungen bezwecken die Ableitung der Abwässer, eventuell mit Einschluss der menschlichen Abfallstoffe, von den Häusern in die Strassenkanäle. Dies geschieht durch die Hauskanäle, welche durch Fallrohre mit den Küchen und eventuell auch mit den Abtritten (Aborten) in Verbindung stehen. In die Hauskanäle wird auch das hofseitig ablaufende Niederschlagswasser, durch Hofeinläufe gleicher Art wie die Strasseneinläufe, abgeleitet.

Ausser den Hauskanälen, welche mitunter aus Mauerwerk hergestellt werden, bestehen die Hausleitungen meistens aus Thonröhren oder aus Gusseisenröhren von etwa 10 bis 20 cm Durchmesser. Ausnahmsweise wird bei Abzweigungen der Fallrohre bis zu einem Durchmesser von etwa 8 cm herabgegangen und bei den Hauskanälen ein grösster Durchmesser bis zu etwa 30 cm angewendet.

Die Hauskanäle sollen ein Gefälle von wenigstens 1 : 50 erhalten, doch wird bei guter Spülung ausnahmsweise auch bis zu etwa 1 : 200 herunter gegangen. Dieselben werden gegen das Empordringen von Kanalgasen in die Gebäude an der Ausmündung mit einem Wasserverschluss oder einem Klappenverschluss versehen. Letzterer ist zu diesem Zwecke zwar weniger zuverlässig indem er durch dazwischen kommende feste Gegenstände leicht undicht wird, verhindert aber bei

volllaufenden Strassenkanälen tiefer liegender Gebiete, zugleich ein sonst allenfalls mögliches Empordringen des Kanalwassers in die Gebäude. Der Wasserverschluss hat dagegen den Nachtheil, dass er durch Ablagerung fester Stoffe leicht verstopft wird und daher einer öfteren Reinigung bedarf.

Taf. IX, Fig. 56. Gemauerter Hauskanal mit Wasserverschluss (Wien), bestehend aus einer unter der Kellersohle gelegenen Vertiefung *S* in der Kanalsohle und einer bis zur Vertiefung nieder reichenden Querwand. Die Anlage ist behufs Reinigung von oben zugänglich und durch einen Deckel *D* geschlossen.

Taf. H, Fig. 21. Anschluss der Hauskanäle an die Strassenkanäle in Paris. Hier besteht der Hauskanal aus Thonröhren und liegt behufs steter Zugänglichkeit in einer gewölbten Quergallerie, welche den Strassenkanal mit dem Keller des Hauses verbindet. Derselbe ist mit einem Wasserverschluss in Form eines eisernen Ellbogenrohres versehen, welches behufs Reinigung durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich gemacht ist. Die Figur zeigt auch die Einmündung eines strassenseitigen Regenrohres in den Hauskanal (AdP. 1895).

» Fig. 22. Klappenverschluss bei den Berliner-Hauskanälen. Letztere bestehen auch hier aus Thonröhren und befindet sich die aus Blech bestehende Klappe in einem gusseisernen Gehäuse, wo sie durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich ist. Der Apparat liegt hier in einem vom Erdgeschoss des Gebäudes aus zugänglichen Schacht.

Von den Regenrohren münden hier nur die hofseitigen in den Hauskanal, während die strassenseitigen unmittelbar in den Strassenkanal ausmünden.

» Fig. 23—23 b. Fangegitter bei Regenrohren in Berlin, zum Auffangen von festen Gegenständen welche in die Regenrohre gelangen können. Mit einem solchen Fangegitter werden die Regenrohre in einzelnen Fällen, namentlich bei schlechten Dächern und bei der Einleitung von Nutzwasser von Küchen etc. in die Regenrohre, angewendet.

Taf. J, Fig. 1—1 a. Anordnung der Strassenkanäle und Hausleitungen in Berlin. Zur möglichsten Vermeidung von Verkehrsstörungen bei der Ausführung, Reinigung und Reparatur sind hier die Strassenkanäle seitwärts von der Fahrbahn unter den Rinnsteinen verlegt, und zwar auf jeder Seite einer. Hiedurch werden auch die Hausanschlüsse möglichst kurz und können ohne Störung des Wagenverkehrs ausgeführt werden. Im vorliegenden Beispiel ist der rechtsseitige Kanal ein Thonröhrenkanal, während der linksseitige ein gemauerter Sammler ist, in welchen andere Strassenkanäle ausmünden.

Die Hauskanäle *a* bestehen hier aus Thonröhren und haben ein Gefälle von 1 : 33 bis 1 : 50 und 16 cm Weite, mit Abzweigungen im Inneren des Gebäudes bis zu 10 cm. In dieselben münden ausser den Abläufen von den hofseitigen Regenrohren *b* und *c*, den hofseitigen Einläufen *F* und anderen allfälligen Ablaufrohren *e* (von Gartenfontainen etc.), auch noch die Abläufe *f* und *g* von dem Spülabtritten (Wasserclosets — wovon später). Die Fallrohre der letzteren *h* haben 16 cm Weite und sind behufs Ventilation bis über Dach emporgeführt. *D* sind die Schachte in welchen die vorgenannten Klappenverschlüsse der Hauskanäle verlegt sind. Die strassenseitigen Regenrohre *i* und *k* münden unmittelbar in die Strassenkanäle und ist das letztere Rohr bei *G* mit dem oben beschriebenen Fangegitter versehen. Die Strasseneinläufe *E* sind von der oben beschriebenen Konstruktion (Hbr.—TFF. 1896).

Taf. IX, Fig. 57—57 b. Anordnung der Spülabtritte in St. Denis. Das die Closetrohre aufnehmende 0,2 m weite Fallrohr ist unten mit einem Wasserverschluss versehen und über Dach geführt. Der Anschluss an den Strassenkanal geschieht in gleicher Weise wie in Paris durch eine gewölbte Gallerie zwischen dem Kanal

und dem Keller des Gebäudes. Zur Erreichung einer wirksamen Spülung befindet sich hier ausser dem über jedem Closet angebrachten Wasserbehälter B_1 auch noch am oberen und am unteren Ende des Fallrohres je ein selbstthätiger Spülbehälter B und B_2 nach dem früher beschriebenen System Wahring (vergl. Taf. IX, Fig. 50), welche entsprechend Fig. 57 a ihren ständigen Zufluss von der Wasserleitung bekommen. Hiedurch wird auch die Bildung von Ablagerungen im Wasserverschluss des Fallrohres vermieden. Dadurch dass die Ablaufrohre in das Fallrohr tangentiell einmünden (Fig. 57 b), wird eine gründliche Spülung des letzteren erreicht.

D. Ableitung der Kanalwässer vom Stadtgebiet.

I. Allgemeines.

Die Kanalwässer werden entweder unmittelbar, oder nach vorheriger Reinigung, in Flüsse oder in das Meer abgeleitet. Da die Kanalwässer gesundheitsschädliche Abfallstoffe enthalten, so ist ihre unmittelbare Ableitung in Flüsse nur dort statthaft, wo daraus weder eine Gefährdung der Gesundheit der Bewohner noch eine Schädigung anderer Interessen (z. B. der Fischerei) erwächst. Die Flüsse haben nämlich bis zu einem gewissen Grade eine selbstreinigende Kraft, darin bestehend dass die Giftstoffe (Bakterien etc.) des Kanalwassers im Flusse durch Verdünnung und durch die Einwirkung von Licht und Luft etc. ihre Kraft verlieren. Dies geschieht in einem desto höheren Grad, je grösser die Flusswassermenge im Vergleich zu jener des Kanalwassers und je grösser die Geschwindigkeit des Flusses ist.

Mit Rücksicht hierauf soll nach Petenkofer die unmittelbare Ableitung von Kanälen in Flüsse nur dann statthaft sein, wenn die Menge des Flusswassers wenigstens 15 Mal so gross ist wie jene des Kanalwassers, bei einer Geschwindigkeit des Flusses von wenigstens 0,6 m. Wird demnach eine normal ablaufende Kanalwassermenge von etwa 200 l pro Einwohner und Tag angenommen, so ergiebt sich hieraus für E Einwohner und eine sekundliche Wassermenge Q cbm im Flusse

$$Q > 0{,}00004\,E.$$

Nach Fleck soll

$$Q \cdot v > 0{,}0001\ E,$$

wenn v die Geschwindigkeit des Flusses bedeutet [1]) (Jahresbericht der chem. Centralstelle für öff. Gesundheitspflege, Dresden 1884).

Bei Küstenstädten soll eine unmittelbare Ableitung der Kanalwässer in

[1]) Hiemit stimmt z. B. ein in Illinois geltendes Gesetz überein, wonach die Abführung des Kanalwassers in Flüsse nur dann statthaft ist, wenn ein fortdauernder Strom von wenigstens 5,6 cbm in der Minute für jedes Tausend der in Frage kommenden Bevölkerung zur Verfügung steht (ZfB. 1895, Ergänz. Heft, S. 101).

der Regel nur ins offene Meer stattfinden dürfen, nachdem die Abführung in innere Hafenbassins mit ihrem stagnirenden Wasser, zu lästigen Ablagerungen Anlass giebt und von mehr oder weniger gesundheitsschädlichen Folgen begleitet sein kann.

Die Reinigung der Abwässer besteht entweder in einer Klärung durch künstliche Filtration und Durchlüftung oder durch chemische Behandlung, oder in der Ableitung auf s. g. Rieselfelder, wo das Kanalwasser zur Bewässerung von Gewächsen verwendet wird (Rieselbetrieb). Die chemische Reinigung geschieht am einfachsten durch Anwendung eines Zusatzes von Aetzkalk (Calciumoxid), dessen Wirkung hauptsächlich darin besteht, dass derselbe mit den organischen Säuren des Kanalwassers unlösliche Verbindungen bildet.

Taf. X, Fig. 1—3. Darstellung verschiedener Arten der Ableitung der Kanalwässer vom Stadtgebiet. Wenn ein Fluss durch die Stadt fliesst, so gestaltet sich die Ableitung am einfachsten, wenn man wie in Fig. 1 die Sammelkanäle am kürzesten Weg in den Fluss ausmünden lässt. Für die Zulässigkeit dieser Anordnung ist jedoch erforderlich, dass die obgenannten Bedingungen bezüglich der Wassermenge und Geschwindigkeit des Flusses in reichlichem Masse erfüllt sind. Denn wenn auch der Fluss eine genügende selbstreinigende Kraft besitzt um die Abwässer für die am unteren Flusslauf mehr oder weniger entfernt gelegenen Ortschaften unschädlich zu machen, so macht sich diese Reinigung im Stadtgebiet selbst nur unter besonders günstigen Verhältnissen geltend. Ist dies nicht der Fall, so lässt man die Sammelkanäle in Hauptsammler und diese ausserhalb der Stadt in mehr oder weniger grosser Entfernung von derselben in den Fluss ausmünden.

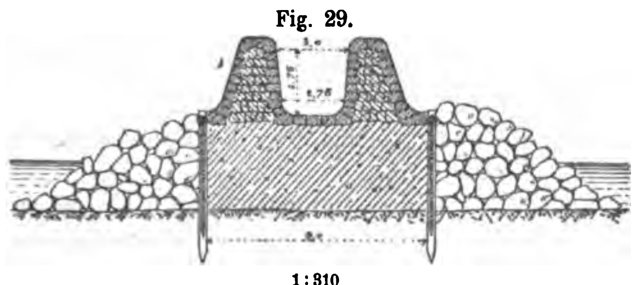
Hiebei sind die Hauptsammler entweder wie in Fig. 2 durch die Stadt gezogen, oder dieselben sind wie in Fig. 2a ausserhalb der Stadt verlegt. In Fig. 2 dienen somit die längs der Flussstrände gezogenen Haupsammler zum Auffangen der nach dem Flusse zu und in Fig. 2a zum Auffangen der parallel zum Flusse ablaufenden Sammelkanäle. Bei unregelmässigem Gelände und unregelmässiger Strassenbildung können die Hauptsammler einen sehr unregelmässigen Verlauf bekommen, wie dies beispielsweise in Paris der Fall ist (vergl. Taf. G, Fig. 23).

Die Auslaufmündung des Hauptsammlers kommt entweder über oder unter der Wasserfläche des Flusses zu liegen. Im letzteren Falle lässt man den Kanal in einen Brunnen *P* (Fig. 2) ausmünden, von wo das Kanalwasser mittels Pumpe in den Fluss emporgehoben wird.

Bei der Anordnung Fig. 2a kann durch Aufstauen mittels eines Wehres *W* das Flusswasser in die Sammelkanäle behufs Spülung geleitet werden.

Fig. 3 zeigt eine gemischte Ableitung, wie solche durch örtliche Verhältnisse bedingt sein kann, nämlich theils in einen Fluss oder in das Meer (bei *C*, event. auch bei *A* und *B*) theils auf Rieselfelder *R*, wie dies beispielsweise gegenwärtig in Paris der Fall ist.

Fig. 29.



1:310

Auslauf eines Hauptsammlers von Neapel ins Meer.

Bei der Ableitung in das Meer sind die Kanäle behufs Minderung der Ablagerungen an der Mündung möglichst weit hinaus in tieferes Wasser zu führen.

Nebenstehende Textfigur 29 zeigt eine derartige Anlage bei der Mündung eines Hauptsammlers von Neapel, welcher in Form einer Mole bis zur genügenden Tiefe ins offene Meer hinaus geführt ist (ZfB. 1892).

2. Der Rieselbetrib.

Der Rieselbetrieb besteht in der Ableitung der Kanalwässer auf hiezu besonders eingerichtete Felder (Rieselfelder), wo sie theils von den Gewächsen verbraucht, theils zur Verdunstung gebracht und theils durch Versickerung in den Boden gefiltert werden. Man kann annehmen, dass hiebei etwa 20 % auf die Gewächse und die Verdunstung und 80 % auf die Versickerung entfallen. Für den Rieselbetrieb eignet sich am besten sandiger Lehmboden oder Kiesboden. Um mit Rücksicht auf die Erwerbskosten der Felder mit möglichst beschränkten Gebieten zurechtzukommen, geschieht deren Bewässerung möglist ergiebig, soweit es die bezüglichen Kulturarten nur vertragen. Die Grösse der erforderlichen Fläche ergiebt dann sich aus der jährlichen Abfuhrmenge und der für den fraglichen Boden zulässigen jährlichen Wasserhöhe, welche von etwa 1,0 bis 2,4 m zu betragen pflegt. Bei den grösseren Höhen müssen jedoch Klärbecken zur Anwendung kommen, in welchen die gröberen Sinkstoffe vorher abgelagert werden. Bei den Rieselanlagen von Genevilliers bei Paris werden sogar durchschnittlich 4 bis 5 m Wasserhöhe jährlich aufgebracht.

Zur Winterzeit wird die gesammte Abfuhrmenge durch Verdunstung und durch Filtration beseitigt. Die sich hiebei ablagernden festen Bestandtheile werden dann als Dünger für die folgenden Pflanzungen verwendet.

Das mittels Drainagen abgeleitete Abflusswasser der Rieselfelder ist meistens von klarer Farbe, geruch- und geschmacklos und enthält weder Bestandtheile des Harns noch solche der festen Abfallstoffe und nur unbedeutende Mengen von Mikroorganismen, weshalb es meistens ohne Bedenken in Flüsse abgeleitet werden kann. Der Rieselbetrieb entspricht daher unter den verschiedenen Arten der Beseitigung der Kanalwässer auch am meisten den hygienischen Forderungen. Da das Verfahren auch noch den Vortheil eines einfachen und bequemen Betriebes erbietet, so kann es überhaupt als das zweckmässigste angesehen werden. Dasselbe kann sich aber, hauptsächlich durch den erforderlichen Bodenerwerb, verhältnissmässig theuer stellen. Es werden nämlich durch den Ertrag der Rieselfelder die Kosten für die Renten des Anlagekapitals und den Betrieb gewöhnlich nicht gedeckt. So bedingten beispielsweise für das Jahr 1879 die Rieselfelder in Berlin eine Abgabe von 5 bis 5,5 Mk., in Danzig (wo die angewendeten Dünenflächen früher werthlos waren) 0,5 bis 0,7 Mk. und in Breslau 0,35 Mk. pro Einwohner (HZ. 1881 S. 349).

Fig. 30.



1 : 296,000
Lageplan der Rieselbetriebsanlagen von Berlin.

Nebenstehende Fig. 30 zeigt die allgemeine Anordnung des Rieselbetriebes von Berlin.

Die allgemeine Anordnung der Entwässerung von Berlin besteht darin, dass das Kanalsystem, welchem ausser den Abwässern auch die festen menschlichen Abfallstoffe zugeführt werden (Schwemmsystem), in 12 von einander unabhängige Entwässerungsgebiete von ungefähr gleicher Fläche zerfällt, welche durch natürliche Gewässer und Schifffahrtskanäle von einander geschieden sind. Jedes dieser Gebiete hat seine eigenen nach dem Umfange der Stadt zu geführten Hauptsammler (vergl. Taf. VIII Fig. 53, Taf. IX Fig. 1—2) welche sich dort in Brunnen ergiessen. Aus diesen Brunnen wird das Kanalwasser mittels Pumpen 20 bis 30 m hoch gehoben und in eisernen Druckleitungen von 0,75 und 1,0 m Weite nach den Rieselfeldern befördert.

Wie bereits früher erwähnt, sind in Berlin die Kanäle für ein Volllaufen bei heftigeren Regenfällen berechnet. Für solche Fälle sind, zur Entlastung der Kanäle und der Brunnen bei den Pumpstationen, an verschiedenen Stellen Nothauslässe angelegt, durch welche sich ein Theil des Kanalwassers in die Spree etc. ergiessen kann.

Nachdem die Spree den Bedingungen zur eventuellen Abführung der Kanalwässer in dieselbe nicht entspricht, wurde hier für das ganze Stadtgebiet der Rieselbetrieb eingeführt. Der Boden in der Umgebung der Stadt ist hiefür insofern günstig, als derselbe oberst aus einer durchlässigen Sandschicht besteht. Da aber diese Sandschicht nur eine Mächtigkeit von 1 bis 1,5 m hat und der Sand überdies sehr feinkörnig ist, so waren für die Rieselfelder verhältnissmässig grosse Flächen erforderlich. Sowohl mit Rücksicht auf einen möglichst billigen Grunderwerb, als zur Erreichung möglichst kurzer Abzugsleitungen von den Rieselfeldern wäre es am zweckmässigsten gewesen, dieselben ins Spreethal zu verlegen, was aber theils wegen der häufigen Überschwemmungen durch den Fluss, theils wegen der ungünstigen Bodenbeschaffenheit dort nicht in Frage kommen konnte.

Bezüglich der Entfernung der Rieselfelder von der Stadt, wäre einerseits mit Rücksicht auf die Kosten der Druckleitungen eine möglichst nahe Lage erwünscht gewesen, während sanitäre Bedenken eine grössere Entfernung geboten sein liessen. Es wurden daher zwei Gruppen von Gütern hiefür gewählt, die eine im Süden ca. 12 km von der Stadt (eingekauft 1874 und 1881), und die andere nordwestlich in ca. 3 km Entfernung (eingekauft 1875 und 1882). Der Gesammtpreis dieser zusammen 5370 *ha* umfassenden Güter betrug 10,673.000 Mk.

Die Wassermenge welche diesen Feldern zugeführt werden sollte, wurde im Mittel auf 10,000 bis 12,000 cbm pro ha und Jahr, also eine jährliche Wasserhöhe von bezw. 1,0 bis 1,2 m, festgestellt. Von der Gesammtfläche werden ungefähr

78,8 % für die eigentliche Berieselung angewendet, während der Rest von den offenen Leitungen, Gärten, Parks, Wäldern, Gebäuden und von unbebauten Flächen eingenommen wird.

Die Vertheilung des Kanalwassers auf den Rieselfeldern geschieht durch ein System von gusseisernen Röhren und Thonröhren, welche zum grössten Theil über der Erdfläche liegen, sowie durch offene Zuleitungsgräben von 0,5 bis 1 m Tiefe und 0,3 bis 0,5 m Sohlenbreite, welche in der Regel von Erddämmen von 0,3 bis 0,5 m Kronenbreite eingefasst sind, und die eigentlichen Bewässerungsgräben und Furchen welche sich zwischen den Beeten hinziehen.

Es giebt bei diesen Rieselfeldern drei Arten von bewässerten Gebieten: Wiesen, Aecker und Staubehälter, bei den bezw. am meisten geneigten, weniger geneigten und nahezu horizontalen Flächen. Die Aecker, welche mit Gemüsen, Ceralien, Obstbäumen etc. bebaut werden, sind durch Furchen von 0,5 bis 1,0 m Tiefe in Beeten von 20 bis 25 m Länge und 0,3 bis 0,5 m Breite abgetheilt und wird in diese Furchen nur soviel Wasser eingelassen, dass nur die Wurzeln der Gewächse befeuchtet werden. Die Bewässerung der Wiesen geschieht nach dem Rückenbausystem, wobei der Boden zu dachförmigen Flächen von 40 bis 50 m Breite und 60 m Länge eingerichtet ist, über welche das Wasser täglich unter 3 bis 4 Stunden geleitet wird. Die Staubehälter sind Gebiete von 2 bis 9 *ha*, welche von Erddämmen von 0,7 bis 1 m Höhe und 4 bis 6 m Breite eingeschlossen sind und welche im Winter bis zu einer Höhe von 0,3 bis 0,5 m gefüllt gehalten werden. Im Frühjahr hört die Zufuhr zu diesen Gebieten auf, worauf der Boden nach gehöriger Trocknung bepflanzt wird.

Die Ableitung des durchsickernden Wassers geschieht durch ein System von Drainröhren von 6 bis 7 cm Weite, welche in gegenseitigen Abständen von 8 m auf 1,75 m Tiefe unter der Oberfläche verlegt sind.

Bezüglich der Funktion dieser Rieselfelder wäre noch zu erwähnen, dass erfahrungsgemäss bei denselben der Boden mit der Zeit weder seine filtrirende Eigenschaft verliert noch die Filtration weniger gründlich wird. Die sanitären Verhältnisse der Bevölkerung jener Gebiete haben sich ferner so günstig erwiesen, dass dort sogar vier Reconvalescent-Asyle errichtet wurden (in Blankenburg, Heinersdorf, Malchow und Blankenfelde).

Die mustergiltigen Entwässerungsanlagen von Berlin wurden nach dem Projekte von Hobrecht ausgeführt. Dieselben wurden im Jahre 1874 in Angriff genommen und mit solcher Energie betrieben, dass im Jahre 1882 bereits 387 *km* und Anfangs 1894 insgesammt 745 ½ km Kanäle ausgeführt waren (Hbr.—CBl. 1884, 1885—AdP. 1886).

Taf. J, Fig. 2. Anwendung des Rieselbetriebes in Paris. Bis vor ungefähr 30 Jahren wurden die gesammten Kanalwässer von Paris, in einer täglichen Menge von ca. 440,000 cbm, unmittelbar ausserhalb der Stadt in die Seine entleert. Wiewohl bis zu jener Zeit dort das Schwemmsystem (Abfuhr der Excremente durch die Kanäle) noch nicht eingeführt war und nur die Ableitung sämmtlicher flüssiger Abfallstoffe in die Kanäle, unter Anwendung von s. g, Filtertonnen für die Abtritte zulässig war, so wurde hiebei dennoch der Fluss in so hohem Grad verunreinigt dass damit, namentlich bei epidemischen Krankheiten, nicht nur für die Bevölkerung der Stadt, sondern auch für die Bewohner am unteren Flusslauf grosse sanitäre Gefahren verbunden waren. Die Verunreinigungen machten sich nämlich bis in die Gegend von Mantes (150 km von Paris, längs der Seine) bemerkbar. Ausserdem bildeten sich an den Kanalmündungen im Flusse so bedeutende Ablagerungen, dass mit deren Beseitigung ein jährlicher Kostenaufwand von ca. 100,000 Frcs. verbunden war.

Zur Beseitigung dieser Übelstände, und um zugleich die Einführung der Schwemm-

kanalisation zu ermöglichen, wurde die Einführung des Rieselbetriebes in Frage gestellt und zu dem Behufe im Jahre 1869 die erste Anlage dieser Art auf der Seine-Halbinsel von Gennevilliers ausgeführt. Diese ursprünglich nur probeweise angelegten, eine Fläche von 51 *ha* umfassenden Felder wurden bald auf 776 *ha* erweitert, wodurch ungefähr $^{1}/_{5}$ der gesammten Abflussmenge der Stadt untergebracht werden konnte.

Die mit diesen Anlagen erreichten guten Resultate, sowie der Umstand, dass sich die Nothwendigkeit der Einführung der Schwemmkanalisation immer mehr geltend machte, veranlasste später den Beschluss, den Rieselbetrieb in so grossem Maassstab einzuführen, dass damit der grösste Theil der Abwässer der Stadt, beseitigt werden könnte, nebstdem zugleich die Schwemmkanalisation allgemein eingeführt werden sollte. Zu dem Zwecke wurde im Jahre 1889 auf der Seineinsel von St. Germain bei Achères ein neues Gebiet von 1,000 *ha* erworben und für den Rieselbetrieb eingerichtet.

Während auf den Rieselfeldern von Gennevillières hauptsächlich ein Theil der Abwässer des »collecteur du Nord» zur Anwendung kommt, nämlich durch eine Verzweigung dieses Sammlers (dérivation de St. Ouen, vergl. Taf. G, Fig. 23) welche mit natürlichem Gefälle über die Seine zu den Rieselfeldern geführt ist (der Hauptzweig dieses Sammlers mündet bei St. Denis unmittelbar in den Fluss) münden alle übrigen Sammler in eine gemeinsame Brunnenanlage in Clichy, von wo die gesammten Abwässer unter Anwendung eines Pumpwerkes von 1,200 PS zum grössten Theil nach den Anlagen i Achères und theilweise auch nach Gennevillières befördert werden.

Die Leitung nach Achères ist für eine sekundliche Wassermenge von 9,75 cbm berechnet, was nahezu das Doppelte der gesammten Abwässer der Stadt ist. Dieselbe hat von Clichy bis zum jetzigen Ende am rechten Seine-Ufer eine Länge von 15,5 *km*, nebst der von diesem Punkte zu den Rieselfeldern am linken Ufer leitenden Verzweigung von 860 m. Von der ersteren Länge besteht kaum $^{1}/_{3}$ aus Druckleitungs-Strecken, während die übrigen Theile aus gemauerten Leitungen mit natürlichem Gefälle bestehen. Das Pumpwerk in Clichy befördert nämlich die Wassermassen nur mittels eines Dükers unter der Seine nach dem jenseitigen Ufer, von wo dieselben die ganze Halbinsel von St. Germain mit natürlichem Gefälle (von 1 : 2000) durchkreuzen. Am Ende dieser Strecke befindet sich wieder ein Pumpwerk (jenes von Colombes), welches die Wassermassen unter der Fahrbahn der Strassenbrücke von Argenteuil nach dem jenseitigen Ufer und zum darauf folgenden Plateau von Argenteuil bis zu einer Höhe von 37,7 m befördert, von wo sie dann wieder bis zum Ende der Leitung mit einem natürlichem Gefälle von 1 : 2000 abfliessen.

Taf. J, Fig. 2 a—2 c. Querprofil der Clichy-Achères Leitung bei den Strecken mit natürlichem Gefälle.

Nachdem aber durch die Anlagen in Achères doch nur wieder ungefähr $^{1}/_{4}$ der gesammten Abflussmenge untergebracht worden sind, und somit immer noch ungefähr die Hälfte in die Seine entleert werden musste, wurden in neuester Zeit am unteren Flusslauf noch weitere Gebiete zu gleichem Zwecke erworben, nämlich bei Méry (500 *ha*), wohin die Achères-Leitung zunächst verlängert werden sollte, während noch weitere Gebiete entsprechend Fig. 2 für die folgenden Erweiterungen in Aussicht genommen sind. Diese neuen Anlagen sollen sich vorläufig bis in die Gegend von Meulan erstrecken, können aber künftighin ohne Schwierigkeit bis nach Mantes verlängert werden.

Speciell bezüglich der Anlagen in Gennevillières mögen noch folgende Mittheilungen gemacht werden. Die Vertheilung des Wassers geschieht hier ausschliesslich in geschlossenen Rohrleitungen (gewöhnliche Betonröhren und Monier-Röhren), wodurch eine grössere Reinlichkeit ermöglicht ist, als bei offenen Gräben.

Taf. J, Fig. 2d zeigt die Art der Entnahme des Wassers aus den Rohrleitungen behufs Bewässerung der Furchen, wozu gebogene Zweigrohre benutzt werden, welche oben mit einem Schraubenventil geschlossen sind (Dulton-Rohre).

Wiewohl die durchlässige Erdschicht bei diesen Rieselfeldern zwischen 2 1/2 und 3 m stark ist, so erwies sich dennoch, hauptsächlich aus hygienischen Rücksichten für die Bewohner des Gebietes, eine besondere Drainirung des Bodens als nothwendig. Es zeigte sich nämlich vor Einführung der Drainage (1874) unter den Bewohnern ein ständig zunehmendes Wechselfieber nebst Ruhr, während nachdem der Gesundheitszustand ein sehr befriedigender geworden ist, so zwar dass die Sterblichkeitsziffer hier sogar kleiner wurde, als bei den angrenzenden Gebieten. Das ablaufende Drainwasser ist auch hier so rein, dass darin sogar Forellen mit Erfolg gezogen werden konnten. Die Drains bestehen aus durchlöcherten Cementröhren und glasirten Thonröhren von 0,3 bis 0,45 m Weite welche auf 4 m Tiefe verlegt sind. Dieselben werden jährlich mittels Stahlbürsten gereinigt.

Im Jahre 1893 wurden auf diesen Feldern im Mittel 43,000 cbm Kanalwasser pro *ha* verbraucht, es giebt aber dort auch besondere Versuchsfelder von ca. 6 *ha* mit möglichst intensiver Bewässerung, wo 80,000 bis 130,000 cbm pro *ha* aufgebracht worden sind, ohne Schaden für die hiefür gewählten Gewächse oder für das Filtrationsvermögen des Bodens.

Die gesammten Anlagekosten für die Rieselfelder von Gennevillières betrugen bis in die neuere Zeit 5,200,000 Frcs, und belaufen sich die jährlichen Unterhaltungs und Betriebkosten auf ca. 418,000 Frcs. Der Bodenerwerb bedingte eine Ausgabe von 10,000 bis 12,000 Frcs. pro *ha*, es mussten aber in einzelnen Fällen auch 20,000 bis 22,000 Frcs. pro *ha* bezahlt werden. Die Felder werden gegen 100 bis 450 Frcs pro *ha* verpachtet, und beträgt die jährliche Bruttoeinnahme der Anbauer 3,000 bis 10,000 Frcs. pro *ha* (AdP. 1895—GC. Tome XXIV, XXVII, XXVIII—NA. 1895—ÖM. 1897—TFF. 1896).

E. Beseitigung der festen Abfallstoffe.

Die festen Abfallstoffe der Städte sind von zweierlei Art, nämlich theils die gewöhnlichen Abfälle von Haushalt (Kehricht, Küchenabfälle) Strassenreinigung und Industrie etc., theils die menschlichen Excremente. Die gewöhnlichen Abfälle werden an passenden Stellen (in Kasten, Gruben) gesammelt und mittels Wagen fortgeschafft, eventuell verbrannt (die Haushaltabfälle in hiefür besonders eingerichteten Küchenheerden, oder in Centralheizungsöfen). Die Beseitigung der menschlichen Abfälle dagegen geschieht in verschiedener Art, dem entsprechend es verschiedene Reinhaltungssysteme giebt, von denen hauptsächlich folgende zu erwähnen wären: Das Grubensystem, das Tonnensystem, das Liernur'sche Differenzirsystem und die Schwemmkanalisation (Wasserclosetsystem).

I. Das Grubensystem.

Bei dieser primitivsten Art der Reinhaltung gelangen die sämmtlichen Abfallstoffe von den Abtritten unmittelbar in eine in den Erdboden versenkte Grube (Latrine) oder in einen hölzernen oder eisernen Behälter, von wo dieselben in

entsprechenden Zeitintervallen entleert und mittels Fuhrwerken beseitigt werden. Die mit diesem Systeme verbundenen Nachtheile bestehen hauptsächlich in der Verbreitung von üblem Geruch aus den Gruben, der Möglichkeit einer Verunreinigung des Bodens bei allfälligen Undichtheiten, einer eventuellen Verbreitung von Gestank bei der Entleerung der Gruben und beim Transport der Abfälle durch die Strassen, sowie in vielen Fällen auch in verhältnissmässig grossen Kosten für die Beseitigung der Abfälle.

Da sich der üble Geruch der Gruben am meisten fühlbar macht, wenn sich dieselben innerhalb der Wohngebäude befinden, so kann dieser Übelstand dadurch gemindert werden, dass die Gruben, bezw. die Abtritte, in besondere, von den Wohngebäuden abgeschiedene Räume verlegt werden. Dies ist beispielsweise in allen finnischen Städten der Fall, wo dieses System noch das allgemein übliche ist. Nachdem aber hiedurch die Anwendung der Abtritte, namentlich zur Winterzeit, sehr unbequem ist, so pflegt man hier die Wohnungen auch mit s. g. Luftclosets zu versehen. Nachdem ferner der Geruch der Gruben hauptsächlich auf dem Gährungsprocess beruht, welcher durch Berührung der flüssigen Abfallstoffe mit den festen entsteht, so kann der Geruch wesentlich gemindert werden, durch Mischung der Abfälle mit Torfstreu, welche die flüssigen Stoffe absorbirt. Hiedurch werden die Abfälle auch zu Dünger besser geeignet.

Die Gruben sind entweder in den Erdboden versenkt und erhalten dann eine mit Asphalt gedichtete Verkleidung aus Mauerwerk oder aus Holz, in Form von entsprechend gedichteten hölzernen Kasten. Da man bei dieser Anordnung über allfällige Undichtheiten und die dadurch mögliche Verunreinigung des Bodens keine Kontrolle hat, so können statt dessen freistehende Kasten, zur Anwendung kommen, welche behufs Untersuchung überall zugänglich und über einem wasserdichten Boden aufgestellt sind (Vorschrift der neuen Bauordnung in Helsingfors). Die Entwicklung von Unreinlichkeit und Gestank beim Entleeren der Gruben und beim Transport der Abfälle kann durch pneumatisches Entleeren mittels Pumpe, in Wagen mit luftdicht verschliessbarem Gefässe vermieden werden.

Wiewohl die menschlichen Abfallstoffe als Dünger eine gute Verwendung finden können, so werden durch den erreichbaren Preis die Kosten für die Fortschaffung derselben meistens nicht gedeckt. So erwuchs hieraus beispielsweise in Helsingfors im Jahre 1891 eine durchschnittliche Ausgabe von 1,5 Frcs. pro Einwohner.

2. Das Tonnensystem.

Dieses System kennzeichnet sich dadurch, dass die Abtritte mit Fallrohren in Verbindung stehen, welche in hermetisch anschliessende Tonnen (gewöhnlich aus Blech) ausmünden, so dass diese bei jeweiliger vollbrachter Füllung fortgenom-

men und luftdicht geschlossen werden und so für den Transport bereit sind. Nachdem hiedurch an der Sammelstelle kein übler Geruch entwickelt wird, können bei diesem System die Abtritte auch in den Wohngebäuden untergebracht sein, indem man dann die Fallrohre in den Kellerräumen ausmünden lässt. Da aber hiebei die Abtritte und Fallrohre gewöhnlich nicht gespült werden, so kann allerdings der von diesen kommende Geruch beschwerlich sein.

Nachdem ferner hier die mit der Fortschaffung der Abfallstoffe verbundenen Kosten durch deren Preis gewöhnlich nicht gedeckt zu werden pflegen, und der Urin als Dünger überdies minderwerthig, sowie dessen Ableitung in die Abzugskanäle überall statthaft ist, so bestehen bei diesem System Anordnungen, welche bezwecken, den Urin von den Abfällen abzuscheiden und in die Kanäle ablaufen zu lassen. Dies geschieht entweder dadurch dass derselbe, durch eine entsprechende Anordnung des Abtrittes, in vorhinein unabhängig abgeleitet wird, oder durch Anwendung von s. g. Filtertonnen.

Das Tonnensystem hat eine sehr ausgedehnte Anwendung und hat sich in vielen grösseren Städten gut bewährt (z. B. in Stockholm, Heidelberg, Augsburg).

3. Das Liernur'sche Differenzirsystem.

Hiebei wird der Urin wie im vorgenannten Falle gleichfalls im Abtritte in vorhinein abgeschieden und in die Abzugskanäle abgeleitet, während die festen Abfallstoffe in besonderen, in frostfreier Tiefe verlegten, unterirdischen Leitungen auf pneumatischem Wege (durch Ansaugen mittels eines centralen Pumpwerkes) nach einem Centralgebäude befördert und dort zu Poudrette verarbeitet werden. Letztere kommt dann in Tonnen verpackt als Handelswaare in den Verkehr. Nachdem dieses System sowohl verhältnissmässig hohe Anlagekosten als auch hohe Betriebskosten bedingt, so kann es nur an Stellen in Frage kommen, wo jener Düngstoff einen hohen Preis bedingt, wie dies beispielsweise bei einigen holländischen Städten (Amsterdam, Dordrecht) der Fall ist.

4. Die Schwemmkanalisation (Wasserclosetsystem).

Bei diesem System werden durch Verbindung der Abtritte mit den Abzugskanälen sämmtliche Abfallstoffe in die letzteren abgeführt. Hiefür ist eine reichliche Wasserzufuhr zu den Abtritten, behufs gründlicher Spülung derselben sowohl, als auch der Abfallrohre und Kanäle, also das Vorhandensein einer Wasserleitung erforderlich. Da hiebei jedwede Verunreinigung von Luft und Boden durch die Abfälle vermieden werden kann und die sonst unvermeidlichen

Transportskosten entfallen, so entspricht dieses System nicht nur in hohem Grade den hygienischen Anforderungen, sondern es kann auch in ökonomischer Beziehung als das zweckmässigste angesehen werden. Dessen Zulässigkeit kann nur in solchen Fällen Zweifeln unterworfen sein, wo schon die Ableitung des gewöhnlichen Kanalwassers vom Stadtgebiet mit Rücksicht auf die Verunreinigung von Flüssen etc. mit Schwierigkeiten verbunden ist und wo infolge von ungenügender Spülkraft der Kanäle, der Anschluss der Abtritte eine künstliche Spülung und damit verbundene allzu grosse Kosten bedingen würde.

Was jedoch den ersteren Umstand betrifft, so wäre zu beachten, dass durch den Anschluss sämmtlicher Abtritte als Wasserclosets an das Kanalsystem, dessen Inhalt weder in quantitativer noch in qualitativer Beziehung, gegenüber dem sonstigen Inhalt eine wesentliche Veränderung erleidet. Denn während man die gewöhnliche Abflussmenge der Kanäle auf etwa 100 bis 200 *l* pro Kopf und Tag anschlagen kann, betragen die Excremente durchschnittlich nur etwa $^{1}/_{10}$ *l* und der Urin etwa 1 $^{1}/_{2}$ *l* pro Kopf und Tag. Nachdem ferner die Excremente wieder ca. 75 $^{0}/_{0}$ Wasser enthalten und bei der Benutzung der Wasserclosets durchschnittlich ca. 10 *l* Spülwasser pro Kopf und Tag zur Anwendung kommen, tritt eine so weitgehende Verdünnung der Abfallstoffe ein, dass die von den Wasserclosets zugeführte Flüssigkeit im Allgemeinen als nicht gefährlicher angesehen werden kann, als das gewöhnliche Kanalwasser. Erfahrungsgemäss besteht auch bei der Schwemmkanalisation das Kanalwasser aus einer homogen trüben Flüssigkeit, welche sich weder durch Aussehen noch durch Geruch vom sonstigen Kanalwasser unterscheidet.

VI. Die Bodenentwässerung.

Die Bodenentwässerung bezweckt die Ableitung des den Boden bedeckenden oder nur im Inneren desselben befindlichen Wassers, entweder behufs besserer Anwendbarkeit des Bodens hauptsächlich zu landwirtschaftlichen Zwecken, oder zur Vermeidung von Erdrutschungen. Bei sumpfigen Gegenden, welche durch gesundheitsschädliche Ausdünstungen und in nördlichen Gegenden als s. g. Frostheerde das Klima verschlechtern, kann die Entwässerung zugleich eine Verbesserung des Klimas bezwecken.

A. Entwässerung von Ländereien.

Die Entwässerung von Ländereien kann je nach den örtlichen Verhältnissen, der Höhenlage des zu entwässernden Gebietes gegenüber den angrenzenden Wasserrecipienten (Flüssen, Seen, dem Meer) und gegenüber dem angrenzenden Gelände sowie je nach der Bodenbeschaffenheit des Gebietes in verschiedener Weise geschehen.

Wenn das Gebiet entweder ständig unter der Oberfläche eines Sees liegt oder von demselben oder einem Flusse nur zeitweilig überschwemmt wird und dadurch eine Versumpfung des Gebietes verursacht ist, so kann die Entwässerung durch eine entsprechende Senkung derselben in Frage kommen, oder es kann das Gebiet durch schützende Erddamme (Deiche) abgesperrt und entweder durch natürlichen Wasserabfluss bei niedrigeren Wasserständen oder durch künstliches Heben mittels Wasserhebemaschinen (Schöpfmaschinen) entwässert werden. Letzteres Verfahren kommt auch zur Anwendung bei der Entwässerung von Ländereien an den Küsten, welche dem Andrang der Meeresfluthen ausgesetzt sind (Polders).

Bei Versumpfungen infolge von ungenügender Versickerung und ungenügendem oberflächlichen Abfluss der Niederschläge kann entweder eine Entwässerung durch unbedeckte Entwässerungsgräben und Kanäle, durch unterirdische bedeckte Kanäle (Drains) oder durch eine Ableitung in lothrechter

Richtung mittels s. g. absorbirender Gräben oder Brunnen in tiefer liegende durchlässige Erdschichten, in Frage kommen.

Ein weiteres Verfahren besteht in einer künstlichen Erhöhung des versumpften Bodens mittels Ablagerungen von zugeleitetem Wasser aus Flüssen (Kolmation).

Beim Projektiren von Entwässerungen ist auf das hiedurch eintretende Setzen des Bodens Rücksicht zu nehmen. So setzt sich beispielsweise der Moorboden um 25 bis 40 % der ursprünglichen Mächtigkeit.

1. Entwässerung durch Senkung von Flüssen.

Die Senkung eines Flusses kann durch Vergrösserung der Geschwindigkeit, sowie durch Vertiefung des Flussbeetes erreicht werden. Ersteres kann durch Räumung, bezw. durch Beseitigung von Pflanzen, Steinen, Baumstämmen etc., sowie durch Verkürzung der Länge der Flussstrecken (Ausrichten von Krümmungen, Anlage von Durchstichen) geschehen, während das Vertiefen des Flussbeetes durch Baggerung geschieht.

Taf. X, Fig. 4—5. Entwässerung eines Gebietes *A* durch Senkung des die Versumpfung verursachenden Flusses *F* (Fig. 4) von *AB* nach A_1B_1 (Fig. 5).

Auf diese Weise geschach z. B. in letzterer Zeit die Entwässerung ausgedehnter Ländereien im Thale des Wanda-Flusses im südlichen Finnland, welche durch die Überschwemmungen des Flusses der Versumpfung ausgesetzt waren. Hiebei wurde zur Erleichterung der Räumungsarbeit, und behufs Anwendung der billigeren Grabung von Hand, anstatt der sonst erforderlichen Baggerung, im oberen Flusslauf, wo die Wassermenge noch verhältnissmässig klein ist, das Mittel angewendet, dass der Fluss durch provisorische mit Schützen versehene Fangdämme ganz abgesperrt wurde. Während man hinter diesen Dämmen das Wasser möglichst hoch aufstauen liess, konnten vor denselben die Arbeiten im Flussbeete im Trockenen ausgeführt werden. Das aufgestaute Wasser wurde dann immer in den Ruhepausen durch die Schützen abgelassen.

2. Die Senkung von Seen.

Die künstlichen Seesenkungen können entweder die Entwässerung von versumpften Landgebieten bezwecken welche nur zeitweilig, bei den höheren Wasserständen, durch den See überschwemmt werden, oder die Gewinnung von neuen, sonst ständig unter Wasser gelegenen Gebieten. Im ersteren Falle handelt es sich meistens nur um kleine Senkungen, welche stets durch eine entsprechende Vergrösserung von vorhandenen, oder durch Herstellung von neuen oberirdischen Abflüssen erreicht werden, während bei grösseren Senkungen, wie solche im anderen Falle in Frage kommen können, auch unterirdische Ableitungen mittels Stollen zur Anwendung kommen können.

Bei Projektirung derartiger Seesenkungen hat man mit Rücksicht auf die allfälligen Interessen der Schifffahrt der allenfalls vorhandenen industriellen Kraftanlagen etc. die Gestaltung der nachträglichen Wasserstände nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 22) angebenen Regeln in vorhinein zu ermitteln. Hiebei kann sich eine künstliche Regelung der Abflüsse durch Anlage von beweglichen Wehren (Schleusen) an den Abflussstellen als nothwendig erweisen (vergl. derartige Anordnungen bei der Senkung des Hjelmarn-Sees in Schweden, IFF. 1887).

Taf. X, Fig. 6—6 a. Senkung eines Sees durch Anlage eines Ableitungskanals *a b*.

» Fig. 7—7 a. Senkung des Lungern-Sees in der Schweiz (Cant. Unterwalden). Da es sich hiebei um eine Senkung von ca. 33 m Höhe handelte, geschah dies durch Sprengung eines (im Jahre 1835 eröffneten) Stollens, durch welchen seitdem der See den Abfluss findet. Die Aussprengung des Stollens geschah bis nur noch eine Decke von ungef. 1 m Dicke erübrigte, worauf dieselbe mittels einer mit Holzklötzen etc. unterbauten Pulvertonne von 950 Pfund Gewicht ausgesprengt wurde. Zur Vermeidung einer Überschwemmung der unterhalb befindlichen Gebiete, wurde der Abfluss durch eine bei *S* angebrachte Schleuse geregelt.

Die Kosten beliefen sich auf ca. 415,000 Mk., während der Werth des gewonnenen Bodens dreimal so hoch geschätzt wurde.

» Fig. 8—8 c. Trockenlegung des Fucino-Sees in Italien. Schon in alten Zeiten unter Kaiser Claudius wurde eine theilweise Entwässerung dieses ca. 86 *km* südlich von Rom gelegenen Sees durchgeführt. Nachdem sich aber die bezüglichen Anlagen, bestehend aus einem 5,595 m langen Entwässerungsstollen und einem Hauptentwässerungskanal nebst zugehörigen Gräben als ungenügend erwiesen hatten und verfallen waren, wurde in neuerer Zeit die Trockenlegung des Sees durch grossartige neue Anlagen beschlossen, welche Anfangs der Fünfzigerjahre in Angriff genommen und mit einem Kostenaufwande von 41 Millionen Mark im Jahre 1875 vollendet wurden. Hiebei wurden 15,775 *ha* des besten Bodens gewonnen und die sanitären Verhältnisse der Gegend wesentlich verbessert.

Zu dem Zwecke wurde behufs Ableitung des Wassers in den Liri-Fluss ein Entwässerungstunnel von 6,300 m Länge, 19,6 qm Querschnitt (4.0 m lichter Weite und 5,766 m Höhe), einem Gefälle von 1 : 1000 und einem Ableitungsvermögen von 50 cbm Wasser in der Sekunde, ausgeführt (Fig. 8 & Fig. 8 b). Der zu diesem Tunnel führende Hauptentwässerungskanal (Fig. 8 a) hat eine Länge von 8 km, eine Sohlenbreite von 15 m und eine Wassertiefe von 3,5 m. Derselbe geht von der tiefsten Stelle eines übrig gebliebenen, 55 Millionen *cbm* fassenden Centralbeckens aus, welches bei etwaigen Reparaturen etc. die zufliessenden Wässer fassen soll. Ferner wurden über 100 *km* Entwässerungskanäle (in gegenseitigen Entfernungen von 1 km) und 649 km Gräben angelegt, welche das Wasser dem Hauptkanal zuführen. Zwischen je zwei Entwässerungsgräben befindet sich eine Strasse, welche in einer Gesammtlänge von 210 km projektirt wurden. Je 500 m Strassenlänge und 500 m von der Strasse bis zum Entwässerungsgraben bilden ein Pachtgut von 25 ha (AdP. 1878—ZfB. 1879—AB. 1889).

3. Entwässerung durch Ableitung des Niederschlagswassers.

Wenn die Versumpfung eines Gebietes vom ungenügenden Abfluss des demselben zufliessenden Niederschlagswasser herrührt, so kann entweder eine Ent-

wässerung mittels offener Gräben oder eine unterirdische (gedeckte) Entwässerung (Drainage) behufs Ableitung des überschüssigen Wassers nach tiefer gelegenen Recipienten oder in darunter liegende durchlässige Erdschichten zur Anwendung kommen.

a. Entwässerung mittels Gräben.

Dieses in den meisten Fällen angewendete Verfahren besteht darin, dass das Gebiet mit einem System von Entwässerungsgräben versehen wird, nach welchen das Niederschlagswasser theils unmittelbar von der Oberfläche, theils auch vom Inneren der obersten Erdschichten abfliesst und welche in Sammelgräben oder Kanäle ausmünden, behufs Ableitung des Wassers in Bäche, Flüsse etc.

Zum Abfangen des von höher gelegenen Gebieten zufliessenden Wassers kommen überdies noch s. g. Fanggräben (Saumgräben, Randgräben) zur Anwendung.

Die Berechnung der durch diese Gräben abzuleitenden Wassermengen geschieht nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 31) angegebenen Regeln.

Taf. X, Fig. 9. Entwässerung des Agro Romano. Die in gegenseitigen Entfernungen von 200 m angelegten Hauptentwässerungsgräben münden zu beiden Seiten des Forma-Flusses in je einen in den Fluss mündenden Ableitungskanal.

» Fig. 10. Lageplan der in üblicher Weise ausgeführten Entwässerung eines kleineren Gebietes mittels Gräben. Das Gebiet ist als eine Thalsenkung gedacht, welche jenseits der punktirten Linie von höherem Gelände umgeben ist und von welchem das Gebiet somit Zuflüsse erhält. An der unteren Seite wird das Gebiet von einem Bach durchzogen, welcher zur Erhöhung des Ableitungsvermögens eventuell regulirt, bezw. in einen geraden Ableitungskanal (Hauptgraben) *a* verwandelt wird. In diesen Kanal münden die möglichst in der Richtung des grössten Gefälles, in gegenseitigen Abständen von etwa 100 bis 200 m angelegten Ableitungsgräben *b* und in diese wieder die quer dagegen in halb so grossen gegenseitigen Abständen angelegten Sammelgräben c und c_1. In die letzteren münden schliesslich die in gegenseitigen Abständen von etwa 10 bis 20 m befindlichen eigentlichen Entwässerungsgräben *d*, welche somit in der Richtung der Ableitungsgräben *b* verlaufen. Zum Auffangen der von dem angrenzenden Gelände zufliessenden Tagewässer dient der das Gebiet umschliessende Fanggraben *e*.

» Fig. 11. Gewöhnliche Querschnittsform der Entwässerungsgräben. Dieselben erhalten meistens seitliche Böschungen mit einer Anlage von 1:1, eine Sohlenbreite von etwa 0,2 bis 0,6 m und eine Tiefe von 0,4 bis 1,5 wobei die kleinsten Abmessungen den eigentlichen Entwässerungsgräben *d* und die grössten den Ableitungsgräben *b* entsprechen.

b. Gedeckte Entwässerung mittels Drains (Drainage).

Die gedeckte Entwässerung mittels unterirdischer Saugkanäle oder Drains (Rigolen) geschieht durch Aufsaugen und Ableitung des Wassers durch diese Kanäle von den über denselben befindlichen Erdschichten. Im Gegensatz zu den städtischen Entwässerungskanälen, welche zur Vermeidung einer Verunreinigung des umgebenden Bodens durch das Kanalwasser vollkommen dicht sein sollen, sind die

Drains zur Aufnahme des Wassers vom Boden der ganzen Länge nach mit offenen Fugen versehen und bestehen zu dem Behufe entweder aus Erdkanälen ohne oder mit porösen Füllungen verschiedener Art (Sickergräben), oder aus Thonröhren mit offenen Stossfugen (Röhrendrains).

Man unterscheidet hier die die eigentliche Entwässerung besorgenden Saugdrains und Sammeldrains, in welche die ersteren ausmünden und welche wieder das Wasser in Hauptdrains oder unmittelbar in offene Abzugsgräben etc. ableiten. Je nach der Richtung der Saugdrains unterscheidet man ferner die s. g. Längsdrainage, wenn diese Drains in der Richtung des grössten Gefälles, also senkrecht zu den Horizontalkurven angelegt, und Querdrainage wenn dieselben parallel zu den Horizontalkurven oder schief gegen dieselben verlaufen. Die erstere Anordnung ist bei flachem Gelände vorzuziehen, während bei mittelstarker Neigung des Bodens die schiefe Lage und bei stärkerem Gefälle die parallele Richtung zu den Horizontalkurven den Vorzug verdient. Die Sammeldrains sind möglichst in der Richtung des stärksten Gefälles zu legen.

Die Tiefe der Drains richtet sich hauptsächlich nach dem Klima, der Bodenbeschaffenheit und der gegenseitigen Entfernung der Drains. Das Klima ist insofern von Einfluss, als die Sohle der Drains unter der Frostgrenze liegen soll, damit nicht durch Eisbildung in den Drains der Wasserabfluss verhindert werde. Je durchlässiger ferner der Boden und je kleiner die gegenseitige Entfernung der Drains, desto weniger tief brauchen dieselben zu sein. Auch sollen sie wo möglich unter den Bereich der Wurzeln der Pflanzen zu liegen kommen und durch den Pflug nicht erreicht werden. Unter gewöhnlichen Verhältnissen pflegt man zur Entwässerung der obersten Erdschichte, wie dies für landwirtschaftliche Zwecke erforderlich ist (Flächendrainage) die Tiefe der Drains zwischen etwa 1,2 und 1,7 m anzunehmen. Die kleinste Tiefe ist beim Sandboden erforderlich und wird dieselbe umso grösser je mehr thonhältig der Boden ist. Auch beim Torfboden sind grössere Tiefen erforderlich.

Die gegenseitige Entfernung der Saugdrains kann umso grösser angenommen werden, je durchlässiger der Boden und je grösser die Draintiefe ist, und zwar pflegt im Allgemeinen die Entfernung bei gewöhnlichem Thonboden etwa 10 bis 12 m, bei schwerem Lehmboden 12 bis 14 m, bei gewöhnlichem Lehmboden 14 bis 16 m, bei sandigem Lehmboden 16 bis 20 m, bei lehmigem Sandboden 20 bis 24 m und bei mildem Sandboden 24 bis 30 m zu betragen. In wichtigen Fällen kann die zweckmässigste Entfernung auch durch Versuche in der Weise ermittelt werden, dass zwei Drains in der den örtlichen Verhältnissen entsprechenden Tiefe und gegenseitigen Entfernung angelegt und in der Mitte zwischen denselben in gegenseitigen Entfernungen von etwa 5 m Gruben

oder Bohrlöcher ausgehoben werden, in welchen in den Monaten März bis Mai die erreichte Senkung des Grundwasserstandes beobachtet wird. In der Regel wird eine Senkung bis zu wenigstens 0,75 m unter der Oberfläche erforderlich sein. Hiebei ist auch die Beschaffenheit der sich entwickelnden Vegetation massgebend, indem sich dieselbe bei genügender Entwässerung üppiger als sonst entwickelt.

Da die Wurzeln von Bäumen und Sträuchern gern die Feuchtigkeit der Drains aufsuchen und dieselben durch Entwicklung zu einer bartartigen Masse leicht verstopfen, so sollen gewöhnliche Drains wo möglich in 5 bis 8 m Entfernung von derartigen Pflanzungen gehalten werden. Gegen das Eindringen von Triebsand in die Drains werden dieselben in Kies eingebettet.

Gegenüber den offenen Gräben haben die Drains den Vortheil, dass durch dieselben kein Boden für die Bebauung verloren geht, dass sie für den Verkehr auf den bezüglichen Gebieten, bezw. für die Bebauung, kein Hinderniss bilden, dass sie bei der Ausführung steilere Wände erhalten können und dadurch bei gleicher Tiefe einen wesentlich kleineren Erdaushub erfordern und dass sie für grössere Tiefen verwendet werden können als offene Gräben, nebstdem bei denselben infolge des Durchstreichens der Luft der Boden gelockert und dessen Temperatur erhöht wird. Drainagen sind auch in sanitärer Beziehung vortheilhafter als offene Gräben, nachdem bei ersteren die durch Verdunstung entstehende Feuchtigkeit geringer ist als bei letzteren. Dagegen haben Drainagen den Nachtheil eines kleineren Ableitungsvermögens und den Nachtheil, dass sie durch ungleichmässige Setzungen etc. leicht verstopft und unwirksam werden, sowie dass sie keine so gute Kontrolle der Wirksamkeit zulassen wie offene Gräben.

Bei der Wahl zwischen offenen Gräben und Drainagen ist vorerst die Beschaffenheit des Bodens massgebend, so zwar dass bei starker Versumpfung zuerst eine Entwässerung durch offene Gräben angeordnet, und erst nach genügender Setzung des Bodens eventuell zur Drainage übergegangen wird.

Die Ausführung der Drains geschieht durch Ausheben von entsprechend tiefen Gräben, deren Seitenwände so steil gehalten werden, als es die Stabilität des Erdreichs während der kurzen Zeit bis zum Wiederverschütten des Grabens zulässt und als für die bequeme Ausführung des Drainkanals erforderlich ist. Meistens erhalten die Seitenwände eine Anlage von etwa $1 : {}^1/_5$ bis $1 : {}^1/_8$, man geht aber auch bei grösserer Breite der Sohle bis zur lothrechten Lage.

Zum Wiederverschütten wird gewöhnlich das Aushubmaterial verwendet, es kann aber zur Erreichung einer beseren Wirkung auch eine theilweise Füllung des Grabens mit durchlässigerem Material (Steinmaterial, Schotter) in Frage kommen.

Bei Bestimmung der von den Drains abzuleitenden Wassermenge pflegt

man in Deutschland anzunehmen, dass von denselben ungefähr die Hälfte der innerhalb eines Monats gefallenen Niederschläge in etwa 14 Tagen abzuleiten ist.

Sickergräben.

Die Sickergräben sind Drains mit Erdkanälen, oder mit verschiedenartigen Füllungen gegen ein Nachsinken der Erde. Da aber dies entweder nur unvollständig erreicht wird und zu baldigen Verstopfungen Anlass giebt, oder anderenfalls bei Anordnungen mit besserer Verhinderung des Nachsinkens der Wasserabfluss erschwert ist und bei Anordnungen mit Verhinderung des Nachsinkens nebst besserem Abfluss (Sickerdohlen) die Anlage zu theuer wird, so sind derartige Drains für grössere Flächendrainagen im Allgemeinen weniger geeignet. Dieselben werden meistens auch nur selten, wie bei Entwässerungen von Rutschgeländen angewendet, während sie zu Flächendrainagen nur bei ungenügenden Mitteln für bessere Drainagen in den billigeren Formen zur Anwendung zu kommen pflegen.

Taf. X, Fig. 12. Rasendrain, bestehend aus einem Erdkanal *a* welcher mit Rasen *b* abgedeckt und eventuell theilweise mit durchlässigerem Material *c* und darauf mit dem Aushubmaterial *d* verschüttet ist. Wegen des nachträglichen Setzens wird die Verschüttung über der Oberfläche etwas überhöht aufgetragen. Der Rasen wird mit der Grasseite nach abwärtz gekehrt, wodurch man einen grösseren Widerstand gegen einen Durchbruch erreicht und ein Abbröckeln von Erde in den Kanal vermieden wird.

» Fig. 13. Erddrain, wobei der Kanal *a* durch gewölbförmig eingestampfte Erde überdeckt ist. Die Ausführung dieses Erdgewölbes geschieht unter Anwendung eines hölzernen Kernes, welcher die Form des Kanals hat und im Verhältniss der Ausführung allmählich nach vorwärtz gezogen wird.

Derartige Drains mit Erdkanälen, wie in diesen zwei Beispielen, haben den Nachtheil, dass sie durch Nachsinken der Erde leicht verstopft werden, daher im Allgemeinen, keine grössere Dauerhaftigheit zulassen. Namentlich sind diese Anordnungen bei Sandboden nicht anwendbar, während sie bei Thonboden entsprechend haltbar sein können.

Taf. J, Fig. 3—6. Erddrains, wobei zur Abdeckung des Kanals *a* Abfall-Bretter (s. g. Schwarten) zur Anwendung kommen. Bei der Anordnung Fig. 4 werden zur besseren Vertheilung des Druckes die Kanten des Kanals mit Latten belegt. Diese Anordnungen haben sich z. B. in Finnland stellenweise ganz gut bewährt.

Taf. X, Fig. 14. Torfdrain, bestehend aus zwei im Drainkanal über einander gelegten Reihen von besonders geformten Torfziegeln, so dass sie ein Ablaufrohr bilden. Diese Torfziegel werden mit einem eigens geformten Spaten vom Torfboden ausgestochen und vor dem Gebrauch getrocknet. Bei genügend zäher Beschaffenheit des Torfs können sich derartige Drains besser bewähren, als Erddrains.

» Fig. 15. Faschinendrain, wobei der Drainkanal mit Faschinen (Zweigbündeln) ausgefüllt ist. Vor dem Wiederfüllen des Grabens werden die Faschinen mit Rasen abgedeckt. Bei dieser Anordnung wird ein Einstürzen der Kanalwände vermieden, wobei aber auch das Wasser in den Zwischenräumen zwischen den Zweigen einen unvollständigen Abfluss findet. Es sind daher diese Drains zwar dauerhaft, aber weniger wirksam als die vorigen. Noch weniger wirksam sind Strohbündel, wie solche mitunter auch statt Faschinen zur Anwendung kommen. Doch können Faschinendrains bei Triebsand mit Vortheil benutzt werden, da bei ei-

nem solchen Boden oft weder unbedeckte Gräben noch Drains anderer Art, wegen baldiger Ausfüllung durch den Triebsand anwendbar sind.

Taf. X, Fig. 16. Faschinendrain mit Kreuzhölzern, wobei das Wasser einen besseren Abfluss findet als bei der vorigen Anordnung.

» Fig. 17. Prügelholzdrain. Hier wird der Drainkanal mit in der Längen- und Querrichtung gelegten Holzstäben ausgefüllt, welche dann gleichfalls mit Rasen abgedeckt sind. Derartige Drains werden z. B. in Finnland zur Entwässerung von Ländereien vielfach angewendet und haben sich im Allgemeinen gut bewährt. Wiewohl hiebei das Holz der Fäulniss ausgesetzt ist, so haben doch in einzelnen Fällen derartige Drains bis zu 17 Jahren tadellos fungirt, ohne dass sich das Holz in merkbarer Weise verändert hat.

Eine gleichfalls in Finnland angewendete Variation derartiger Drainagen besteht darin, dass an der Sohle des Drainkanals Schwarten-Bretter, mit der ebenen Sägefläche nach aufwärtz gekehrt, über diesen in der Längenrichtung Abfall-Latten (Rippenholz) und darüber wieder Schwarten mit der Sägefläche nach abwärtz ausgelegt werden. Derartige Drains haben in einzelnen Fällen über 25 Jahre tadellos fungirt.

» Fig. 18. Gewöhnlicher Steindrain. Der Drainkanal ist hier mit losem Steinmaterial (Feldsteinen etc.) ausgefüllt, welches mit Rasen überdeckt ist. Die Anordnung hat den Nachtheil, dass dabei das Wasser keinen genügend freien Abfluss findet.

» Fig. 19—21. Viereckige und dreieckige Sickerdohlen mit Kanälen aus Steinplatten und mit Feldstein-Hinterfüllung.

» Fig. 22. Sickerdohle mit Kanal aus Ziegelsteinen.

» Fig. 23. Hohlziegeldrain, bestehend aus Flachziegel-Sohlenplatten und darüber gelegten Hohlziegeln. Es ist dies eine ältere nur selten angewendete Anordnung.

Röhrendrainage.

Hierzu werden unglasirte Thonröhren von 3 bis 25 cm Weite und 30 bis 45 cm Länge in der Art verwendet, dass dieselben dicht aneinander gestossen an der Sohle des Draingrabens ausgelegt und mit Erde überschüttet werden. In wichtigeren Fällen, wie z. B. bei der Entwässerung von Rutschgeländen, wird zur Erhöhung der Wirkung auch ein Theil der Überschüttung aus durchlässigerem Material (Steine, Schotter) ausgeführt. Die Saugdrains erhalten eine Weite von 3 bis 5 cm, während der Durchmesser der Sammeldrains der abzuleitenden Wassermenge entsprechend angenommen wird. Das kleinste zulässige Gefälle $1{:}n$ soll im Allgemeinen im umgekehrten Verhältniss zur Rohrweite d stehen und kann $n = 110\ d$ bis $160\ d$ angenommen werden. Demnach entspricht den Rohrweiten von 5, 7 und 10 cm ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 600, 1 : 800 und 1 : 1200.

Taf. X, Fig. 24—26. Gewöhnliche Anordnung und Ausführung der Röhrendrains. Die Röhren werden entsprechend Fig. 24 a stumpf an einander gestossen und geschieht der Anschluss der Saugdrains an die Sammeldrains entsprechend Fig. 25, wobei die über einander gelegten Röhren ein mittels eines spitzen Hammers angehautes Loch erhalten und durch eine umgelegte Thonwulst gedichtet werden. Das Ende des Saugdrains wird durch einen Thonpfropfen zugestopft. Der Draingraben (Fig. 26) erhält eine obere Breite von 0,4 bis 0,6 m und eine Sohlenbreite gleich dem Durchmesser des Rohres. Die Seitenwände erhalten eine Anlage

von etwa $^1/_6$ bis $^1/_{10}$ und werden nur ausnahmsweise (bei sehr beweglichem Boden und grösserer Tiefe) abgesteift (vergl. Fig. 50).

Taf. X, Fig. 27—29. Besondere Anordnungen von Röhrendrains. Hievon ist Fig. 27 eine bei österreichischen Eisenbahnen zur Entwässerung von Rutschgeländen angewendete Drainanordnung, wobei der Draingraben 0,3 m tief unter die Wasserführende Schicht geführt und auf 0,6 m Höhe mit Schotter *a* gefüllt ist. Letzterer ist mit Rasen *b* abgedeckt, worauf gewöhnliches Aushubmaterial *c* und eine 0,1 m hohe Schicht Muttererde folgt. Fig. 28 und 29 sind in Süddeutschland bei Entwässerungen von Länderien angewendete kombinirte Stein- und Röhrendrains.

» Fig. 30—33. Anordnung der Drainmündungen beim Anslauf ins Freie. Dort wo ein Hauptdrain in einer Erdböschung ausmündet, ist es zweckmässig die Mündung wie in Fig. 30 in einen vierekigen Holzkasten einzuschliessen, um hiedurch Verstopfungen durch Verschiebungen des Erdreichs an der Böschungsoberfläche zu vermeiden. Desgleichen ist es hier angezeigt die Mündung gegen das Einkriechen von Thieren (Frösche, Ratten, Vögel) entsprechend Fig. 30 a—32 mit einem Gitterverschluss zu versehen. Statt dessen lässt man auch die Drainröhre um etwa 20 cm aus dem Erdboden vortreten, nebstdem die Mündung unten nach der Böschung zu abgeschrägt wird.

Zuweilen werden die Drainmündungen auch entsprechend Fig. 33 in Form von gemauerten Brunnen ausgeführt uud besteht dann das letzte Rohrstück mitunter auch aus Eisen.

» Fig. 34. Drainage nach System Rérolle, zur Vermeidung des Eindringens von Baum- und Strauchwurzeln in die Drains. Hier sind die Stossfugen der Drains durch übergeschobene und mit Cementmörtel verstrichene Muffenringe wasserdicht geschlossen und sind zum Aufsaugen des Wassers einzelne Röhren in gegenseitigen Abständen von ca. 5 m mit nach abwärtz gerichteten Rohrstutzen versehen, welche in eine mit Steinmaterial gefüllte Grube verlegt sind. Hiedurch dringt das Wasser von unten in den Drain empor, während die Wurzeln nicht nach aufwärtz wachsen. Die Anordnung kommt ihrer Kostspieligkeit wegen selbstverständlich nur ausnahmsweise (z. B. bei Parkanlagen) in Frage, wenn die früher angeführte Regel der Fernhaltung der Drains von den Baumpflanzungen nicht beobachtet werden kann.

Ein weniger zuverlässiges Mittel gegen das Eindringen von Wurzeln in die Drains besteht in einer Bedeckung derselben mit Aetzkalk.

» Fig. 35—39. Geräthe zur Ausführung von Drainagen. Für den Aushub des Draingrabens wird im oberen Theil ein gewöhnlicher Breitspaten von etwa 30 cm Breite angewendet, während in den tieferen Lagen Stichspaten von der in Fig. 35 ersichtlichen Anordnung, mit einer unteren Breite von etwa 14 bis 8 cm benutzt werden. Für die Ausführung des untersten Theiles mit der ausgerundeten Sohle wird ein Hohlspaten entsprechend Fig. 36 benutzt, dessen Breite dem Durchmesser der Drainröhren entspricht, also für Saugdrains etwa 6 cm anzunehmen ist. Zum Ausrunden und Ausglätten der Sohle und zum Aufholen von abgebröckeltem Boden wird ferner noch eine besondere Sohlenhacke, der s. g. Schwanenhals (Fig. 37) angewendet. Man benutzt zu diesem Zwecke auch einen besonderen Sohlenstampfer, bestehend aus einem halbcylindrischen Holzstück mit angebohrtem Stiel.

Zum Legen der Röhren wird der s. g. Legehaken (Fig. 38) in der in Fig. 39 ersichtlichen Weise benutzt. Der längere Arm dieses Geräthes besteht aus einem Rundeisen, welches in die zu legende Röhre gesteckt wird, während der kürzere Arm einen kleinen Spaten bildet, zum Aufholen von abgebröckelten Erdpartikeln. Um beim Legen ein Abbröckeln von den Kanten des Grabens möglichst zu vermeiden, ist es zweckmässig dieselben mit Laufbrettern zu belegen.

Um dem während der Ausführung in den Gräben sich sammelnden Grundwasser einen Abfluss zu bereiten, soll die Ausführung der Drains von unten nach

oben geschehen, so dass die Haupt- und Sammeldrains zuerst zur Ausführung kommen.

Taf. X, Fig. 40. Drainageplan, wobei die Saugdrains in der meistens angewendeten Weise in der Richtung des grössten Gefälles ausgelegt sind. Die Saugdrains *a* wurden hier nur bis zu einer Länge von ca. 150 m mit einer einzigen Rohrweite ausgeführt, während bei grösserem Längen zwei Weiten *a* und *b* zur Anwendung kamen. Das Gleiche ist auch bei den Sammeldrains und Hauptdrains der Fall, welche je nach der Länge mit zunehmender Weite *b*, *c*, *d*, *e* und *f* zur Ausführung kamen. Die Hauptdrains münden hier in einen offenen Abzugsgraben *g*.

c. Entwässerung durch Ableitung des Wassers in lothrechter Richtung in das Erdinnere.

Zuweilen kann die Versumpfung eines Gebietes dadurch bedingt sein, dass sich unter demselben eine wasserdichte Erdschicht befindet, wodurch ein Versickern des Niederschlagswassers in das Erdinnere verhindert wird, nebstdem es längs dieser Schicht keinen oder einen ungenügenden Abfluss findet. Befindet sich nun unter dieser Schicht durchlässiger Boden, so ist es mitunter möglich eine Entwässerung dadurch zu erreichen, dass die wasserdichte Schicht stellenweise durchbrochen und auf diesem Wege dem Grundwasser ein Abfluss in den durchlässigen Boden bereitet wird.

Befindet sich die wasserdichte Schicht nahe an der Oberfläche und ist dieselbe von geringer Mächtigkeit so kann zu dem Zwecke eventuell die Anlage von s. g. absorbirenden Gräben genügen, bestehend aus Steindrains, welche bis in den durchlässigen Boden niedergeführt sind. Befindet sich dagegen der durchlässige Boden in grösserer Tiefe, so werden diese Gräben nur so tief niedergeführt als es die Senkung des Grundwasserspiegels erfordert und wird dann die Sohle dieser Drains durch abgesenkte eiserne Röhren, s. g. absorbirende Brunnen mit dem durchlässigen Boden in Verbindung gesetzt.

Taf. X, Fig. 59. Absorbirender Brunnen zur Bodenentwässerung. Hier ist *a* der zu entwässernde Boden, *b* die undurchlässige Schicht, *c* der durchlässige Boden, *d* ein Steindrain und *r* ein eiserner Rohrbrunnen.

4. Entwässerung durch Erhöhung der Bodenfläche (Kolmation).

Dieses Verfahren besteht darin, dass sinkstoffreiche Hochwässer von Bächen und Flüssen auf die bezüglichen Gebiete geleitet und dort zwischen Verdämmungen (Deichen) bis zur Ablagerung der Sinkstoffe zurückgelassen werden. Dieses Verfahren wird so lange wiederholt (mehrere Jahre lang) bis die gegen die Versumpfung nöthige Erhöhung des Bodens erreicht worden ist. Bei Gebieten welche unmittelbar an einem Flusse liegen und von diesem durch Deiche geschie-

den sind, kann das Kolmationswasser unmittelbar durch den Deich eingelassen werden, während sonst ein besonderer Zuleitungskanal erforderlich ist.

Taf. X, Fig. 60—60 a. Kolmation am Rhein. Fig. 60 ist der Lageplan einer Stelle mit Ländereien am linken Flussufer, deren Meliorirung durch Kolmation geschah, während Fig. 60 a ein Querprofil des Flusses und jenes Strandgebietes ist (bei letzterer Figur ist der Höhenmassstab grösser als der Längenmassstab). Zum Schutz der fraglichen Gebiete gegen Überschwemmungen sind hier längs der Ufer entsprechend hohe Deiche *C* und *D* aufgeführt, nebstdem sie behufs Anwendung der Kolmation durch weitere Deiche E gegen die angrenzenden Gebiete abgeschlossen sind. Mit Rücksicht auf das Gefälle des Gebietes in der Längenrichtung des Flusses kamen noch Querdeiche zur Anwendung, welche mit Schleusen *D* versehen sind. Der Wassereinlass geschieht durch die Schleuse bei *E* (Fig. 60). Das Ablassen des Wassers geschieht zweckmässig durch Schleusen mit Setzbalken, welche im Verhältniss der vor sich gehenden Ablagerung ausgehoben werden.

B. Entwässerungen zur Vermeidung von Erdrutschungen.

Wenn der Erdboden von solcher Beschaffenheit ist, dass derselbe durch Wasserzutritt leicht erweicht wird (bei grösserem Thongehalt), oder wenn sich in demselben s. g. wasserführende Schichten befinden, welche durch Wasserzutritt schlüpfrig werden, so können bei geneigtem natürlichem Gelände, oder bei künstlichen Böschungen, durch die Einwirkung des Grundwassers s. g. Erdrutschungen eintreten, welche in gewissen Fällen, namentlich bei den Verkehrswegen, mit bedeutenden Schäden und Verkehrsstörungen verbunden sein können. Als Mittel hiegegen kommen Entwässerungsanlagen zur Anwendung, welche zum Zwecke haben, das die Erdbewegungen verursachende Wasser aufzufangen und abzuleiten. Man benutzt hiezu, je nach den örtlichen Verhältnissen, theils die vorgenannten Entwässerungsarten mittels Gräben oder gewöhnlicher Drains, theils s. g. Sickerschlitze oder Tiefdrains, theils s. g. bergmännische Entwässerungen mittels Stollen und Schachten.

Gewöhnliche Entwässerungsgräben können hiebei am einfachsten zur Anwendung kommen in Form von Saumgräben oder Abfangegräben, zum Abfangen des dem fraglichen Rutschterrain von höher gelegenen Gebieten zufliessenden Tagewassers. Auch kann mittels Gräben nebst Drains eine Entwässerung derartiger höher gelegener Gebiete in Frage kommen, um hiedurch ein Durchsickern des Tagewassers von diesen Gebieten in den Rutschboden zu vermeiden.

Taf. X, Fig. 41. Entwässerung einer Einschnitt-Böschung mittels gewöhnlicher Röhrendrainage, bei einem Boden, welcher durch Erweichung der obersten Erdschicht der Böschung zum Abrutschen geneigt ist. Die Böschung ist hier mit Bermen versehen, unter welchen die Drains in der Längenrichtung nur so tief verlegt sind, dass hiedurch die oberste Erdschicht entwässert wird.

» Fig. 42—45. Entwässerung von Böschungen an der Ausmündung

von wasserführenden Schichten. Wenn wasserführende Schichten in Böschungen ausmünden, so können hiebei Erdrutschungen dadurch bedingt sein, dass durch das abfliessende Wasser entweder Erdmassen von der Böschung losgelöst und fortgespült werden, oder die Erde unter der Böschungsfläche erweicht wird und durch Minderung des Kohäsionswiderstandes die für die Stabilität erforderliche Konsistenz verliert. Dies kann oft durch Anlage von Drains vermieden werden, welche unmittelbar vor die Ausmündung der wasserführenden Schicht verlegt werden, und so das Wasser vor dem Austritt in die Böschung auffangen. Zu dem Behufe muss der Draingraben bis in das unter der wasserführenden Schicht befindliche wasserdichte Erdreich niedergeführt sein. — Fig. 42 zeigt einen Fall, wo zwei dünnere unmittelbar über einander befindliche wasserführende Schichten *a* und *b* durch einen kombinirten Stein- und Röhrendrain entwässert sind. In Fig. 43 ist *a b* eine wasserführende Fläche zwischen einer oberhalb befindlichen durchlässigen Erdschicht und der unteren undurchlässigen Erdmasse, wobei behufs Entwässerung ein doppelter Röhren- und Steindrain zur Anwendung kam. Fig. 44 und 45 sind zu gleichem Zwecke angewendete Steindrains, bei der letzteren Anordnung unter Anwendung von Ziegeln zur Bildung der Sohlenrinne.

Taf. X, Fig. 46. Ansicht einer mittels geneigter Drains entwässerten Böschung, statt der Anordnung Fig. 41 mit parallelen in der Längenrichtung laufenden Drains. Diese Anordnung kann sowohl gegen ein Durchweichen der Erde unter der Böschungsfläche wie bei Fig. 41, als auch bei vorhandenen wasserführenden Schichten in Frage kommen, wenn dieselben mehr oder weniger zersplittert über der ganzen Böschungsfläche ausmünden.

Derartige Entwässerungen mittels gewöhnlicher, auf kleinere Tiefen reichender Drainagen, genügen jedoch gewöhnlich nicht zur Vermeidung von Erdrutschungen, wenn die wasserführenden Schichten bei entsprechender Neigung durch Wasserzutritt schlüpfrig werden und dadurch zu Verschiebungen der darüber befindlichen Erdmassen Anlass geben, oder wenn die Erdmassen durch Wasseraufnahme bis auf grösseren Tiefen erweicht werden und dadurch in Bewegung gerathen.

Gewöhnliche Drains können in solchen Fällen nur dann mit Erfolg zur Anwendung kommen, wenn derartige wasserführende Schichten stellenweise so nahe an der Oberfläche liegen, dass die Drains in früher geschilderter Weise bis in den wasserdichten Boden reichen und so das vom oberen Theil der wasserführenden Schicht kommende Wasser auffangen. Befinden sich aber derartige Schichten in grösserer Tiefe oder wenn die Erdmassen bis zu grösser Tiefe erweicht werden, so werden zu ihrer Entwässerung s. g. Sickerschlitze (Tiefdrains) oder unterirdisch ausgeführte Entwässerungs-Stollen und Schachte nebst anderen Entwässerungsarten angewendet, wie solche in einzelnen Fällen mit mehr oder weniger gutem Erfolg zur Ausführung gekommen sind.

Sickerschlitze sind Drains, welche sich von gewöhnlichen Steindrains bezw. Sickerdohlen hauptsächlich nur durch ihre grössere Tiefe und Breite unterscheiden. Erstere beträgt bis zu etwa 10 m und mehr, während die Breite gewöhnlich ca. 1 m beträgt, aber auch 1,5 bis 2,0 m erreicht. Die Seitenwände der Sickerschlitze werden gewöhnlich lothrecht, zuweilen aber auch mit einer kleinen Anlage,

unter Benutzung von Absteifungen ausgeführt. Die Sohle soll wo möglich 0,2 bis 0,3 m tief in den undurchlässigen Boden eingreifen und erhält eine muldenförmige oder dachförmige Vertiefung von etwa 0,1 bis 0,2 m, welche bei weniger dichtem Boden mit Pflastersteinen in Cementmörtel, Thon, oder mit einer Betonschüttung von etwa 0,3 m Dicke belegt wird. Die Füllung besteht gewöhnlich aus Steinmaterial von etwa 1 m bis zu mehreren Metern Höhe, worauf entweder Schotter und dann Erde, oder nur letzteres Material folgt. Der untere Theil besteht entweder nur aus Steinschüttung, oder es werden gewöhnlich auch hier wie bei den Steindohlen Abzugskanäle aus Steinplatten, Ziegeln oder Drainröhren angeordnet. Bei Mangel an Steinmaterial sind auch hier andere Füllungen, bestehend aus Prügelholz, Faschinen etc. zur Anwendung gekommen.

Taf. X, Fig. 47. Sickerschlitz zur Entwässerung von Einschnittböschungen bei der österr. Südbahn. Die Füllung besteht hier aus einer ca. 4 m hohen Steinschüttung mit viereckigem Steinplattenkanal auf gepflasterter Sohle. Zur Ableitung des Wassers steht dieser Kanal stellenweise durch Querkanäle *BC* mit dem Bahngraben in Verbindung.

Taf. I, Fig. 7—8. Einschnitt-Entwässerungen durch Sickerschlitze bei der Kinzigbahn. Hier war der Boden so reichlich mit Wasser gesättigt, dass an ein Abgraben der bezüglichen Einschnitte erst nach vollzogener Entwässerung gedacht werden konnte, da sonst sowohl die Arbeit beim Abgraben erschwert, als auch Bewegungen des Erdreichs zu befürchten gewesen wären. Die Sickerschlitze erhielten Seitenwände mit $^1/_{10}$ Anlage und wurden bei einer Tiefe von 5 bis 6 m gänzlich mit Steinen gefüllt und mit Sohlenkanälen versehen.

Bei dem in Fig. 8 dargestellten Einschnitt (1 km oberhalb der Haltstelle Scheckenzell) bestand der Boden nach den Ergebnissen von Probegruben aus Bundsandstein-Gerölle, Granit-Gerölle und sandhaltiger Thonerde, welche theils schichtenartig von jenen Materialien getrennt, theils mit denselben innig verbunden war. Die Entwässerung geschah in drei Höhenlagen, die eine am oberen Rand der Böschung, eine zweite in der Mitte derselben und eine dritte unter dem Bahngraben, sämmtlich so angelegt, dass sie in der Höhenlage einander deckten. Erst nach Entwässerung und Austrocknung einer Lage wurde dieselbe ausgehoben, hierauf erst der zweite Sickerschlitz ausgeführt und dann die zweite Lage in Angriff genommen u. s. w. bis zur Vollendung des Einschnittes (HZ. 1893, S. 438).

» Fig. 9. Sickerschlitz bei der Entwässerung eines abgerutschten Bergabhanges bei Dienheim in Rheinhessen. Die Sohle erhielt hier einen Röhrendrain mit Schotterüberschüttung. Der Kostenersparniss wegen wurde der Steinsatz nicht in der ganzen Breite des Grabens durchgeführt, sondern nur in einer Stärke von 0,5 bis 0,6 m anlehnend an die Bergseite des Querprofils, während der Rest des Grabens nach der Thalseite zu mit dem Aushubmaterial hinterfüllt wurde (DB. 1888 N:o 64).

Taf. X, Fig. 48—49 c. Entwässerungen von Berglehnen mittels Sickerschlitzen bei der ungarischen Ostbahn. Beim ersteren Beispiel zeigt Fig. 48 den Lageplan einer Berglehne und eines Eisenbahneinschnittes und Fig. 48 a das Querprofil der für die Entwässerung angewendeten Sickerschlitze. Wie aus der Figur zu ersehen, bestand hier der Boden aus einer geneigten wasserführenden Schicht *b* von ca. 6 m Mächtigkeit. Die Entwässerung geschah durch einen in entsprechender Entfernung oberhalb des Einschnittes parallel zu demselben angelegten Sickerschlitz *a b* (Fig. 48), welcher auf die ganze Höhe der wasserführenden Schicht mit Steinschüttung *A* und Schotter *B* (Fig. 48 a) gefüllt ist, und so die

Wasserzufuhr zum unterhalb befindlichen Theil der wasserführenden Schicht abschneidet. Von diesem Schlitz geschieht die Ableitung des Wassers durch Querschlitze *am, bn* - - nebstdem dieselben auch zur Entwässerung des von ihnen durchschnittenen Gebietes beitragen.

Fig. 49 zeigt den Lageplan einer anderen in Bewegung gerathenen Berglehne von grösserer Länge, oberhalb der Eisenbahnlinie *AB*. Deren Entwässerung geschah theils durch oberirdische Gräben *a, b, c,* theils durch Sickerschlitze II, III, IV, VII (Fig. 49 a), deren Querprofil aus Fig. 49 a zu ersehen ist. Die Ableitung des Wassers von diesen Sickerschlitzen an die Oberfläche geschieht unterhalb der Eisenbahnlinie, theils durch besondere Ableitungsschlitze XII (Fig. 49 b) theils durch Entwässerungsstollen VIII (Fig. 49 c).

Taf. X, Fig. 50. Absteifung der Sickerschlitze während der Ausführung.

» Fig. 50a—52. Weitere Anordnungen an der Sohle der Sickerschlitze. Fig. 50 a ist eine in Deutschland angewendete Anordnung, bestehend aus einem Röhrendrain mit darüber gebauter Steinplattendohle. Fig. 51 zeigt die Anwendung von mehreren mit Schotter überdeckten Drainröhren in zwei Reihen (österr. Südbahn), während Fig. 52 eine besonders in Frankreich und Italien gebräuchliche Anordnung mit betonirter Sohle darstellt.

Von anderen, in einzelnen Fällen mit Erfolg angewendeten Entwässerungsarten mögen folgende angeführt werden:

Taf. X, Fig. 53—53 c. Entwässerung von Berglehnen mittels artesischer Brunnen, wie solche bei der ungarischen Ostbahn zur Anwendung gekommen sind. Dieses Verfahren besteht in der Ausführung von Drains in Form von lothrechten Brunnen, in welchen das im Erdinneren bei geneigten wasserführenden Schichten unter Druck befindliche Wasser zur Oberfläche emporsteigt, um dann von den Brunnenmündungen in gewöhnlichen Gräben abgeleitet zu werden. Fig. 53 zeigt im Lageplan die Brunnen *a b* mit den von denselben ausgehenden Gräben, während Fig. 53 a den Vertikalschnitt eines Brunnens darstellt. Letztere sind entweder wie in diesem Beispiel Schachtbrunnen mit abgesteiften Wänden, oder es werden dieselben als Rohrbrunnen ausgeführt, welche wie in Fig. 53 b—53 c nach Herausnahme des Rohres mit Schotter gefüllt werden und dann nach Art der Steindrains wirken.

Ein eigenartiges Entwässerungsverfahren ist das nachfolgende, welches in neuester Zeit in Italien zur Anwendung gekommen ist.

Taf. J, Fig. 10. Entwässerung der Einschnittböschungen bei der Eisenbahnlinie Girgenti-Caltanisetta in Sicilien, welche das besonders zu Rutschungen neigende Gebiet der Schwefelgruben durchschneidet. Hiebei handelte es sich darum, das Erdreich zu beiden Seiten des Einschnittes und unter dem Geleis gründlich zu entwässern und das Eindringen der Niederschläge in den Untergrund zu verhindern. Zu dem Zwecke wurde der gewachsene Boden beiderseits terrassenförmig abgestochen und an der Rückwand jeder Terrasse eine Trockenmauer angebracht, längs deren Fuss ein Sickerkanal läuft. Der am oberen Rand der Böschung angelegte Fanggraben und die Bahngräben sind mit wasserdichtem Mörtel abgepflastert und zieht sich längs der Innenseite eines jeden Grabens ein Sickerschlitz. Die Böschung selbst ist aus undurchlässigem, auf den Terrassen sorgfältig festgestampftem Boden hergestellt. Hiedurch findet das Grundwasser des hinter den Entwässerungsanlagen befindlichen Bodens einen guten Abfluss, während die vorne befindlichen trockenen Erdmassen durch ihr Gewicht dem allfälligen Andringen der aufgeweichten Erdmassen widerstehen (CBl. 1892, N:o 21).

Die Entwässerung mittels Stollen und Schachten (bergmännische Entwässerung) besteht in der Anlage von unterirdisch ausgeführten gewöhnlichen

Stollen und Schachten, wie solche im Bergbau üblich sind, welche dann in gleicher Weise wie die gewöhnlichen Drains und Sickerschlitze das Wasser aus dem umgebenden Boden aufsaugen und ableiten. Handelt es sich hiebei um die Entwässerung einer Rutschfläche unter einer wasserführenden Schicht, so werden längs derselben entweder einzelne oder ein ganzes Netz von entwässernden Stollen ausgeführt, welche entweder unmittelbar von Abhängen aus, oder von der Sohle von abgeteuften Schachten ausgehend vorgetrieben werden. Sollen dagegen Abhänge mit bis in grössere Tiefen durchweichten Erdmassen entwässert werden, so kann dies durch Anlage eines in entsprechender Entfernung hinter dem Abhange ausgeführten lothrechten Netzes von Schachten und Stollen geschehen, welche die von oben kommenden Wässer abfangen und so die vorne befindlichen Erdmassen entwässern.

Taf. X, Fig. 54—54 a. Entwässerung eines Rutschabhanges oberhalb eines Einschnittes der Moselbahn bei Ehrang mittels Stollen und Schachten. Wie aus dem Querschnitt Fig. 54 a zu ersehen, ist dies ein Beispiel der obgenannten ersteren Art, wobei der in ungefähr 12 m Tiefe befindliche geneigte Felsboden *AB* eine Rutschfläche bildet, auf welcher nach Störung des Gleichgewichts durch die Ausführung des Einschnitts die darüber befindlichen Erdmassen abzurutschen begannen (der Massstab soll 1 : 2000 sein). Zur Hintanhaltung der Bewegung wurde die Rutschfläche durch ein System von Stollen *a* entwässert, welche theils vom Fusse der Böschung aus, theils von der Sohle von Schachten *b* vorgetrieben wurden.

» Fig. 55—55 c. Entwässerung einer Berglehne mittels Schachten und Stollen bei der Brenner-Bahn in Tirol. Hier war der Boden von der Beschaffenheit, dass er durch Wasserzutritt in grösseren Massen durchweicht und schlüpfrig wurde und in Bewegung gerieth, weshalb die Entwässerung durch Anlage einer aus Schachten und Stollen bestehenden drainirenden Wand in ca. 40 m Entfernung von der Bahn geschah. Die Ableitung des Wassers von dieser Wand geschieht durch unter der Bahn ausmündende Ableitungsstollen. Fig. 55 b und 55 c zeigen die Querprofile der dort angewendeten Stollen.

» Fig. 56—56 b. Sicherung eines abgerutschten Eisenbahndammes mittels Entwässerungsstollen. Fig. 56 zeigt den Grundriss des mit der obersten Erdschicht abgerutschten Dammes, bei der Station Willmenrod der Westerwaldbahn, wobei die Form der unteren Böschung vor und nach der Abrutschung zu ersehen ist (erstere durch eine punktirte Linie angedeutet). Zur Verhinderung einer weiteren Bewegung wurde bei *f* ein bis zur wasserführenden Rutschschicht reichender Schacht abgeteuft und von dessen Sohle längs jener Schicht ein unterhalb des Dammes ausmündender Haupt-Stollen, sowie von diesem ausgehend eine Anzahl Zweigstollen vorgetrieben. Ersterer erhielt ein Querprofil entsprechend Fig. 56 b und letztere entsprechend Fig. 56 a. Ausserdem wurde zur Abfangung des von der Bergseite gegen den Damm kommenden Wassers auf der Rückseite des Dammes ein Sickerschlitz *g h* angelegt, welcher in den Schacht *f* einen Abfluss findet. Von hier aus wird das Wasser durch den Hauptstollen mittels eines eisernen Rohres von 0,5 m Weite unmittelbar abgeführt (vergl. Fig. 56 b).

Die Entwässerungsstollen erhalten gewöhnlich ein trapezförmiges Querprofil von etwa 1,4 m unterer und 1,0 bis 1,2 m ober Breite und 1,5 bis 2 m Höhe. Ihre Ausführung geschieht immer entsprechend Fig. 56 a unter Benutzung

einer Absteifungszimmerung, bestehend aus viereckigen Holzrahmen in der Querrichtung, in gegenseitigen Abständen von etwa 1,0 bis 1,5 m, und einer Bretterverschalung an Seitenwänden und Decke. Zur Sicherung der aufrechten Lage der Rahmen sind dieselben an den Ecken durch in der Längenrichtung laufende Stempel gegenseitig abgesteift. Da die Haltbarkeit dieser Zimmerung nur eine beschränkte ist, so werden die Entwässerungsstollen zur dauernden Sicherung ihrer Funktion, mit Steinmaterial gefüllt und erhalten zur besseren Ableitung des Wassers an der Sohle gewöhnlich einen Ableitungskanal aus Steinplatten oder einen oder mehrere Drains (vergl. Fig. 55 b).

Taf. X, Fig. 57—57 a, 58. Verschiedene Anordnungen der Sohle der Entwässerungsstollen. Die ersteren zwei Figuren zeigen einen Stollen vor und nach der Füllung mit Steinmaterial, während aus Fig. 58 ein Stollen mit betonirter Sohle zu ersehen ist, welche Anordnung bei nachgiebigem Grund erforderlich sein kann.

Die Schachte erhalten eine Absteifungszimmerung gleicher Art wie die Stollen.

VII. Bewässerung von Ländereien.[1]

Die Bewässerung von Ländereien umfast die Anlagen für die Zuführung von Wasser zu denselben, behufs Beförderung des Wachsthums. Die Bewässerung kann eine Anfeuchtung, Düngung oder eine Regelung der Temperatur des Bodens bezwecken, nebstdem dieselbe eine bodenreinigende und entsäuernde Wirkung hat. Die feuchtende Bewässerung pflegt meistens im Sommer erforderlich zu sein, während die düngende Bewässerung im Frühjahr und Herbst und die stellenweise gebräuchliche Bewässerung behufs Regelung der Temperatur (durch Zuführung von wärmerem Wasser als der Boden) gleichfalls im Herbst angewendet zu werden pflegt.

Während die feuchtende Bewässerung hauptsächlich in südlichen Ländern erforderlich ist, wird die düngende Bewässerung vielfach in Mitteleuropa und in den nördlichen Ländern angewendet.

Die Bewässerung ist nur dann am Platz, wenn alles überschüssige Wasser dem Boden wieder entzogen werden kann, daher mit jeder Bewässerung gleichzeitig auch eine (ober- oder unterirdische) Entwässerung verbunden sein soll.

Das zu den Bewässerungen erforderliche Wasser wird aus Quellen, Flüssen Seen und Stauweihern entnommen und ist die erforderliche Wassermenge von der Benutzungsart, der Bodenart, dem Klima, der Jahreszeit und der Beschaffenheit des Wassers abhängig. Je düngreicher das Wasser, desto kleiner ist im Allgemeinen dessen erforderliche Menge, daher schlammführende Hochwässer zu Bewässerungen am besten geeignet sind. In Deutschland pflegen im Allgemeinen zu einer erfolgreichen Wiesenbewässerung 10 bis 15 *l* pro Sekunde und *ha* als erforderlich angesehen zu werden, es können aber zur Erzielung von fortdauernd guten Ernten an Heu und Obst bei sandigem Lehmboden mindestens 50 *l*, bei magerem Boden und nährstoffarmen Wasser bis zu 100 *l* Sek./ha erforderlich sein. Von dem zugeführten Wasser wird erfahrungsgemäss bei schwerem Lehmboden

---

[1]) Die Ent- und Bewässerungen von Ländereien werden auch Meliorationen genannt.

etwa $^1/_4$, bei mildem Lehmboden etwa $^1/_3$, bei sandigen Lehmboden und lehmigem Sandboden etwa $^1/_3$ bis $^1/_2$ und bei leichtem Boden mehr als die Hälfte von den Pflanzen aufgenommen, verdunstet und vom Boden kapillar festgehalten, während der Rest theils in den Boden versickert, theils durch die Entwässerungsgräben abgeführt wird. Man pflegt die Bewässerung bei schwerem Boden etwa alle 15 Tage und bei sehr leichtem Boden alle 5 Tage, im Mittel alle 8 bis 10 Tage vorzunehmen.

Es giebt folgende Bewässerungsarten: 1. Einstauung, 2. Überstauung, 3. Stauberieselung und 4. Berieselung. Hievon pflegen die ersteren zwei für alle Kulturarten, die letztere dagegen hauptsächlich nur beim Wiesenbau zur Anwendung zu kommen.

1. Einstauung.

Dieses Verfahren besteht in der Verhinderung des Wasserabflusses von den bestehenden Entwässerungsanlagen, eventuell auch in der Einleitung von Flusswasser in die letzteren.

Taf. X, Fig. 61—61 a. Darstellung der Bewässerung mittels Einstauung. Die Hemmung des Wasserabflusses geschieht durch Schliessung der Schleuse *a* am Hauptgraben. Zu Zeiten wo dies nicht genügt, kan mit Hilfe eines beweglichen Wehres bei *b* Wasser vom Flusse in die Entwässerungsgräben eingeleitet werden.

2. Überstauung.

Hier wird das Wasser auf das von Erddämmen (Deichen) umschlossene Gebiet eingelassen und nach genügender Durchfeuchtung des Bodens und Ablagerung der Sinkstoffe wieder abgelassen. Dieses Verfahren ist daher nur bei Gebieten von kleinerem Gefälle anwendbar. Grössere Gebiete werden durch Zwischendämme in Bewässerungsabschnitte (Reviere) abgetheilt, die unabhängig von einander bewässert werden können und die auch bei grösserem Gesammtgefälle an den unteren Seiten keine wesentlich grösseren Dammhöhen erfordern.

Taf. X, Fig. 62—62 a. Beispiel der Überstauung. Die Zufuhr des Wassers geschieht mittels eines mit einer Einlassschleuse *a* versehenen Hauptzuleitungskanals und die Ableitung desselben durch Öffnen der Ablassschleuse *b* am unteren Ende des Gebietes. Zur Ableitung des überschüssigen Wassers nach vollbrachter Bewässerung dienen die Entwässerungsgräben *g*. Die Wassertiefe kann an den unteren Dämmen bis zu ca. 0,6 m betragen. Die Dämme werden 0,3 bis 0,4 m höher als der normale Wasserstand aufgeführt und erhalten eine Kronenbreite von 1 bis 1,5 m sowie 3 bis 4 fache innere und 1 $^1/_2$ fache äussere Böschungen.

3. Stauberieselung.

Dieses Verfahren hat die gleiche allgemeine Anordnung wie das vorige und unterscheidet sich von demselben nur dadurch, dass man unter Beibehaltung

der normalen Stauhöhe in den Revieren, durch entsprechende Stellung der Zu- und Abflussschleusen, das Wasser durchströmen lässt. Hiedurch werden nicht nur die Sinkstoffe abgelagert, sondern es wird auch dem Boden mehr Sauerstoff und Kohlensäure zugeführt als beim vorigen Verfahren. Die Wassertiefe beträgt hiebei im Minimum vor dem oberen Damm etwa 0,02 m und vor dem unteren etwa 0,15 m.

Die Stauberieselung ist bei den italienischen Sommerwiesen schon seit langer Zeit üblich, während dieses Verfahren in Deutschland erst in neuerer Zeit eingeführt wurde.

Taf. J, Fig. 11. Ent- und Bewässerung der Bruchhausen-Thedinghausener Niederung. Diese Niederung in der Prov. Hannover ist mit ihrem Genossenschaftsgebiet von 4,800 *ha* die grösste derartige Anlage in Mitteleuropa. Das Gebiet liegt hinter dem Winterdeiche der Weser, von wo sich der Hauptzuleitungskanal (mit einem Gefälle 1 : 5820 bis 1 : 4000) von einer Einlassschleuse bei Hoya abzweigt und das Bewässerungswasser in mehreren Zweigkanälen über die Marschniederung leitet. Die Ableitung des überschüssigen Bewässerungswassers erfolgt durch die natürlichen Wasserzüge nach den Flussgebieten der Eiter und Ochtum, welche beide wieder in die Weser einmünden.

Es kommt hier die düngende Bewässerung durch Zuführung von schlammhältigem Wasser der Weser nach dem Systeme der Stauberieselung zur Anwendung, zu welchem Zwecke die einzelnen Stauabschnitte (Reviere, 54 an der Zahl) an drei Seiten durch Abschnittsdämme eingeschlossen sind, während die vierte obere Seite durch den Zuleitungskanal abgeschlossen ist. Man wählte dieses System, da für die s. g. wilde Berieselung das vorhandene Flächengefälle (Längengefälle 1 : 2500 und Quergefälle 1 : 5700 bis 1 : 1470) nicht genügend war, und die Herstellung von Hängen und Rücken zu grosse Kosten verursacht hätte (400 bis 500 Mk. f. d. *ha*), und da hiebei durch die schmalen Beete auch die Beweidung der Grundstücke erschwert worden wäre.

Die Zuleitung des Wassers aus dem Hauptzuleitungskanal oder aus den Zweigkanälen erfolgt an der oberen Seite jedes Stauabschnittes durch Schleusen. Die Ablassschleuse am unteren Ende jedes Abschnittes bleibt nach dem Öffnen des Einlasses so lange geschlossen, bis der dem Abschnitte entsprechende Normalwasserstand erreicht ist, wonach die Schleuse so weit geöffnet wird, dass die abfliessende Wassermenge dem Zufluss entspricht, also der Normalwasserstand erhalten bleibt.

Der sekundliche Wasserbedarf wurde für den grössten Theil der Flächen mit 15 *l/ha* und für die hoch gelegenen Grundstücke, welche nur kurze Zeit bewässert werden, mit 20 *l/ha* angesetzt. Mit Rücksicht auf die Wasserverluste werden ca. 8 % mehr zugeführt.

Die einzelnen Stauabschnitte sind so angelegt, dass die Abschnittsgrenzen möglichst mit den Parcellen- und Gemarkungsgrenzen zusammenfallen. Der obere und untere Damm jedes Abschnittes haben 1,5 m Kronenbreite 1 ½ fache äussere und 3 fache innere Böschung und die beiden seitlichen Leitdämme 1,0 m Kronenbreite und beiderseitige 1 ½ fache Böschungen. Die Krone der Dämme steht 0,4 m über dem Normal-Stauspiegel.

Bei der Projektirung der Anlage wurde unter Annahme, dass der wirtschafliche Wert von 100 kg Heu nach Abzug aller Kosten 3 Mk beträgt, der geschätzte Mehrertrag der düngenden Bewässerung von zwischen 30 und 54 Mk, im Mittel 43,44 Mk für 1 *ha* angenommen (CBl. 1885, S. 401—HZ. 1892, S. 27).

4. Berieselung.

Bei diesem hauptsächlich beim Wiesenbau angewendeten Verfahren, lässt man das Wasser, ohne es aufzustauen, gleichmässig über die betreffenden Flächen abfliessen, so lange, bis der Boden in genügendem Grade durchfeuchtet ist.

Man unterscheidet die s. g. natürliche (wilde) Berieselung und die künstliche Berieselung (rationeller Wiesenbau). Bei der wilden Berieselung wird das Wasser durch die Zuleitungskanäle den höchst gelegenen Punkten des Gebietes zugeführt und ohne weitere Bearbeitung des Bodens über die Flächen abfliessen gelassen. Dieses Verfahren hat den Vortheil verhältnissmässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachtheil eines geringeren Erfolges bei verhältnissmässig grossem Wasserverbrauch und wird daher gewöhnlich nur als Vorbereitung für die künstliche Bewässerung angewendet. Ferner kommt die Berieselung bei grösserem Gefälle des Geländes als s. g. Hangbau und bei kleinerem Gefälle als Rückenbau zur Anwendung.

a. Hangbau mit oberirdischer Entwässerung.

Dieses Verfahren kommt bei einem Gefälle von wenigstens 2 bis 2 $^1/_2$ % (1 : 50 bis 1 : 40) in der Art zur Anwendung, dass man das Wasser in der Richtung des Gefälles über die zu bewässernden Flächen abfliessen lässt.

Taf. X, Fig. 63. Natürlicher Hangbau ohne besondere Entwässerungsanlagen. Die Wasserzufuhr geschieht hier oberhalb des zu bewässernden Gebietes durch einen Haupt-Zuleitungskanal (Zubringer) *b c*, von welchem sich Vertheilungsgräben *c e* in der Richtung des Gefälles verzweigen. Von diesen verzweigen sich sodann in der Richtung der Höhenkurven die eigentlichen Bewässerungsgräben (Rieselrinnen) *d* in gegenseitigen Abständen von etwa 8 bis 12 m, von welchen das Wasser über das Gebiet abfliesst. Hiebei gelangt das Wasser in die Rieselrinnen durch Aufstauen desselben in den Vertheilungsgräben mittels Schleusen (Handschützen) *s*. Nach vollbrachter Bewässerung und Schliessung der Vertheilungsgräben bei *c*, sammelt sich das überschüssige Wasser in den Rieselrinnen und findet von hier durch die Vertheilungsgräben einen Abfluss.

Die Vertheilungsgräben erhalten eine Tiefe und Sohlenbreite von ungef. 0,8 m und die Rieselrinnen eine Breite von 0,2 bis 0,3 m und eine Tiefe von 0,2 bis 0,25 m.

» Fig. 64. Natürlicher Hangbau mit Entwässerungsgräben. Dieses in der Rheinpfalz vorkommende Beispiel zeigt eine Bewässerungsanlage, wobei das Wasser aus einem mittels Thalsperre *AD* gebildeten Reservoir *R* entnommen wird. Die Bewässerungsanlage besteht auch hier aus dem Hauptzuleitungskanal *a*, den Vertheilungsgräben *b* und den Rieselrinnen *c*, während die Entwässerung durch die unmittelbar hinter den Rieselrinnen gelegenen Abzugsgräben *d* und die Sammelgräben *e* stattfindet.

» Fig. 65. Hangbau mit geneigten Rieselrinnen und mit Wiederbenutzung des durch die Abzugsgräben abgeleiteten Wassers zur Bewässerung eines tiefer liegenden Reviers.

Taf. XI, Fig. 1—1 a. Kunsthangbau, wohei der Boden entsprechend dem Querprofil

Fig. 1 a in künstlicher Weise so hergerichtet ist, dass die einzelnen Rieselflächen ein stärkeres Gefälle haben, als das ursprüngliche Gefälle des Bodens.

» XI, Fig. 2—2 a. Kunsthangbau gleicher Art wie im vorigen Beispiel, jedoch mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben *d* aufgenommenen Wassers zur Bewässerung der tiefer liegenden Flächen.

b. Rückenbau.

Wenn das Gefälle des Bodens kleiner ist als etwa 2 % (1 : 50) kann die Bewässerung nach dem Rückenbau-Systeme in der Art geschehen, dass der Boden zu dachförmigen Rücken von etwa 20 bis 50 m Länge, 10 bis 40 m Breite und einem Quergefälle der Seitenflächen von etwa 1 : 6 bis 1 : 4 hergerichtet wird, längs deren oberster Grathe die Bewässerungsgräben geleitet sind, so dass das Wasser durch Überlaufen von deren Kanten über die Flächen niederrinnt. Die Entwässerung geschieht durch am Fusse der Flächen angelegte Abzugsgräben.

Taf. XI, Fig. 3—3 a. Natürlicher Rückenbau an der Saale bei Föhrbau (Oberfranken). Das bezügliche Gebiet ist ein Wiesenkomplex von 14,8 *ha* mit kleinerem Gefälle nach dem Flusse zu. Die Wasserentnahme aus dem Flusse geschieht mit Hilfe eines eisernen Schützenwehres *S* (beschrieben im I. Theil dieses Werkes, Taf. III, Fig. 32—32 a) und verzweigt sich der Hauptzuleitungsgraben bei Erreichung des Gebietes in vier parallel mit dem Fluss verlaufende Bewässerungsgräben, dem entsprechend die Rieselflächen theils nach dem Flusse zu, theils nach entgegengesetzter Richtung abfallen. Durch die Krümmung des Flusses finden die Entwässerungsgräben einen direkten Abfluss in denselben.

Ausser den Stauschützen an den Einläufen zu den Bewässerungsgräben sind auch längs der letzteren in Entfernungen von ca. 20 m kleine Handschützen angebracht (vergl. I. Theil, Taf. III, Fig. 13—14) durch welche eine partielle Bewässerung einzelner Theile bewerkstelligt werden kann. Die Bewässerungsgräben haben 0,7 m Sohlenbreite, 0,6 m Tiefe und eine Böschungsanlage von 1 : 1, während die Entwässerungsgräben 1,5 m Sohlenbreite 1,0 m Tiefe und ein Böschungsverhältniss von 1 : 1 haben.

Diese Wiesen werden im Sommer nur anfeuchtend bewässert, während im Frühjahr und Herbst düngende Bewässerung zur Anwendung kommt.

Die Anlagekosten betrugen ohne Schleusen 2,400 Mk pro *ha* und mit Einschluss derselben 7,600 Mk pro *ha*. Der Ertrag belief sich vor Einführung der Bewässerung auf 30 Ctr. und nach deren Einführung auf 110 Ctr. Dünnfutter pro *ha*.

» Fig. 4—4 b. Kunst-Rückenbau in der gewöhnlichen Anordnung, wobei *a* der Hauptzuleitungsgraben, *b* die Bewässerungsgräben, *c* die Entwässerungsgräben und *d* den Hauptableitungsgraben vorstellen. Gewöhnlich wird der Hauptzuleitungsgraben in der Richtung des grössten Gefälles geführt.

» Fig. 5—5 b. Allmähliche Ausbildung der Rücken unter Benutzung des Aushubmateriales von den Gräben.

» Fig. 6. Anordnung von Zwischengräben *b* bei Rücken von grösserer Breite, zur Hemmung des abfliessenden Wassers.

» Fig. 7—8 a. Kunst-Rückenbau mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben abgeführten Wassers zur Bewässerung tiefer liegender Komplexe.

c. Hangbau mit unterirdischer Entwässerung.

In Anbetracht der früher angeführten Vortheile der Drains, gegenüber offenen Entwässerungsgräben, kommen auch erstere beim Hangbau entsprechend den nachfolgenden Beispielen zur Anwendung.

Taf. XI, Fig. 9. Hangbau mit Drainage, wobei die Saugdrains *d* in der Richtung des Gefälles, parallel mit den Vertheilungsgräben *b* und die Sammeldrains e_1 winkelrecht dagegen angeordnet sind. Die Ableitung des Drainwassers geschieht hier in einen Abzugsgraben *ff*.

» Fig. 10. Hangbau mit Drainage und mit Wiederbenutzung des Drainwassers zur Bewässerung. Hier besteht die Bewässerungsanlage aus dem Vertheilungsgraben *b* und den von demselben ausgehenden Rieselrinnen *c*, während die Entwässerung durch winkelrecht zu den Rieselrinnen laufenden Saugdrains *d* geschieht. Letztere münden in Sammeldrains *e*, welche sich in Bassins *A*, *B*, *C* ergiessen, von welchen wieder das zur Bewässerung der tiefer liegenden Gebiete erforderliche Wasser entnommen wird.

» Fig. 11—11 a. Das Petersen'sche Bewässerungsverfahren. Dieses Verfahren ist ein Hangbau mit Drainage, wobei man das Drainwasser an beliebiger Stelle in die Vertheilungsgräben *b* emporsteigen lassen kann, behufs Bewässerung der unterhalb liegenden Gebiete. Zu dem Behufe sind hier die Saugdrains *d* parallel zu den Rieselrinnen *c* und die Sammeldrains *e* unmittelbar unter den Vertheilungsgräben *b* verlegt. An jedem Kreuzungspunkt der Saug- und Sammeldrains stehen die letzteren mit den Vertheilungsgräben durch Brunnenrohre *V* (Fig. 11 a) derart in Verbindung, dass man durch Niedersenken des an einer Kette *k* hängenden Ventils *g* den Sammeldrain absperren und das Wasser in den Graben emporsteigen lassen kann. Wird dagegen das Ventil emporgezogen, so fliesst das Wasser im Sammeldrain weiter. Der Brunnen besteht im unteren Theil aus gebrannten Thonröhren und im oberen aus einer Holzröhre, behufs grösseren Widerstandes gegen eine Zerstörung durch zufällige Stösse.

Dieses Verfahren ist zwar zweckmässig, kommt aber wegen der hohen Anlagekosten nur selten zur Anwendung.

VIII. Die Schifffahrtskanäle.

Die Schifffahrtskanäle sind künstliche Wasserwege welche entweder als selbstständige Verkehranstalten oder als Verbindungen zwischen natürlichen fahrbaren Gewässern den Schiffsverkehr vermitteln.

Je nach dem Zwecke der Vermittlung des inneren Schiffsverkehrs oder jenes von am Meere verkehrenden Schiffen unterscheidet man Binnenkanäle und Seekanäle. Ferner unterscheidet man Kanäle mit ruhendem Wasser und Kanäle mit Gefälle, bezw. mit beweglichem Wasser. Erstere können aus einer einzigen Strecke, zwischen zwei fahrbaren Gewässern bestehen (Niveaukanäle) oder aus mehreren in verschiedenen Höhen gelegenen Strecken (Haltungen), zwischen denen die Beförderung der Fahrzeuge mittels Schleusen oder mittels anderer Schiffshebevorrichtungen geschieht.

Der Schifffahrtsbetrieb auf den Kanälen umfasst die s. g. Treidelschifffahrt, wobei die Fahrzeuge mittels Pferden etc. und Zugleine vorwärtz gezogen werden, und die Dampfschifffahrt. Erstere lohnt sich noch bei Geschwindigkeiten des Wassers bis zu etwa 1 m, und letztere bis zu ca. 3 m.

Gegenüber den Verkehrswegen zu Land, nämlich den Strassen und Eisenbahnen haben die Schifffahrtskanäle den Vortheil einer bedeutend kleineren Krafterforderniss zur Fortschaffung der gleichen Last. Es verhält sich nämlich die erforderliche Kraft bei Strassen, Eisenbahnen und Kanälen ungefähr wie $1 : {}^1/_5$ bis ${}^1/_{10} : {}^1/_{50}$ bis ${}^1/_{70}$. Dagegen hat der Kanaltransport den Nachtheil einer kleineren Geschwindigkeit, welcher Nachtheil sich umso mehr geltend macht, je kürzer die Haltungen, bezw. je grösser die Anzahl Schleusen. Letztere vertheuern auch den Transport durch die Schleusenabgaben. Es eignet sich daher der Kanaltransport hauptsächlich für Güter von weniger eiliger Art wie dies namentlich bei Naturprodukten der Fall ist. Ein weiterer Nachtheil der Kanäle besteht darin, dass dieselben zur Winterzeit bei eintretender Eisbildung unbrauchbar werden, was in Deutschland bis zu etwa 4 Monaten, in den nördlichen Ländern aber bis zu 6 Monaten des Jahres und länger der Fall ist. Auch können die bei Kanälen erforderlichen Reparaturen an Schleusen etc. — wenn selbe nicht zur Winterzeit vorgenommen

werden können — viel nachtheiligere Verkehrsstörungen zur Folge haben, als dies bei Strassen und Eisenbahnen der Fall ist.

Bei Projektirung eines Kanals handelt es sich um die Feststellung der Trace, bezw. des Lageplanes, des Längen- und Querprofils und der nöthigen Kunstbauten, mit Rücksicht auf die Erfordernisse des Verkehrs und der kleinstmöglichen Anlage- und Unterhaltungskosten.

1. Die Trace und das Längenprofil.

Die Trace eines Kanals ist ansser von der Lage der zu berührenden Endpunkte und Zwischenpunkte hauptsächlich von der Formation des Geländes und von der Rücksicht auf die Beschaffung des nöthigen Speisewassers für den Kanal abhängig. Die Kanallinie soll vorerst, um den Anforderungen des Verkehrs möglichst zu entsprechen, in horizontaler Richtung aus möglichst langen geradlinigen Strecken, mit möglichst grossen Krümmungshalbmessern an den Brechpunkten, und in vertikaler Richtung aus möglichst langen Haltungen bestehen. Nachdem aber ein Kanal aus Einschnitten und Dämmen besteht, so bedingen diese im Allgemeinen umso grössere Erdarbeiten, bezw. Anlagekosten, in je höherem Grad jene Anforderungen erfüllt sind, weshalb sich andererseits die Kanallinie mit Rücksicht auf die Anlagekosten in horizontaler und vertikaler Richtung möglichst an das Gelände anzuschmiegen hat. Unter Beachtung dieser Umstände und mit Rücksichtnahme auf die Anlage der Kunstbauten (namentlich der Schleusen, event. Schiffshebewerke) ergiebt sich die Trace und das Längenprofil des Kanals.[1])

Die in horizontaler Richtung an den Brechpunkten eingefügten Kurven sind Kreisbögen, ohne oder mit parabolischen Übergangskurven (letztere z. B. beim Rhein-Marne-Kanal) und mit einem kleinsten Halbmesser, welcher im Allgemeinen wenigstens gleich sein soll der 6 fachen Schiffslänge. Nach Hagen soll bei Binnenkanälen der kleinste Halbmesser wenigstens 60 bis 80 m betragen, während derselbe bei neueren Kanälen meistens zwischen etwa 100 und 300 m angenommen wird, und zwar soll derselbe bei Binnenkanälen mit Dampfschiffverkehr wenigstens 150 bis 200 m betragen. Bei Seekanälen soll der kleinste Radius etwa 1000 m nicht untersteigen, wie dies beispielsweise beim Nord-Ostsee-Kanal der Fall ist.

Kanäle mit ruhigem Wasser erhalten entweder eine wagrechte Sohle oder man giebt derselben ein kleines Gefälle von etwa $^1/_2$ bis 4 cm pro Kilometer,

---

[1]) Nachdem der praktische Vorgang beim Traciren von Kanälen der Hauptsache nach jenem des Tracirens der Verkehrswege zu Land entspricht, so wird diesbezüglich auf den »Strassenbau« und den »Eisenbahnbau« verwiesen.

damit das Wasser bei der zeitweilig erforderlichen Trockenlegung (behufs Reparaturen etc.) des Kanals einen vollständigen Abfluss findet.

So hat beispielsweise der Nord-Ostsee-Kanal, vom westlichen Ende bei Brunnensbüttel ausgehend, folgende Gefälle nach beiden Enden zu:

km 0—2	2—12	12—25	25—40	40—60	60—95	95—96	96—98
1 : 3,000	1 : 25,000	1 : 33,333	1 : 50,000	1 : 200,000	1 : ∞	1 : 2,000	1 : ∞
33 cm pr. km.	4 cm pr. km	3 cm pr. km	2 cm pr. km	$^1/_2$ cm pr. km		50 cm pr. km	

Taf. XI, Fig. 12—12 b. Der Saimakanal in Finnland (Lageplan und ein Theil des Längenprofils), Derselbe bildet eine Verbindung des Saima-Wassersystems mit dem Finnischen Busen, zwischen Lauritsala bei Willmanstrand am südlichen Ende des Saima-Sees, und Wiborg (Fig. 12), und dient sowohl für den Prahmenverkehr, als auch für Dampfschiffe. Infolge der um 75,8 m hohen Lage des Saima-Sees über dem Finnischen Busen und des terrassenförmigen Gefälles des Geländes nach Süden, erhielt der Kanal bei einer Gesammtlänge von ca. 59 km eine Anzahl von 14 in derselben Richtung abfallenden Haltungen, mit 15 einfachen bis dreifach gekuppelten Kammerschleusen $S_1 S_2 \ldots$ (Fig. 12 a—12 b).

Der Kanal wurde in den Jahren 1845—56 nach dem Projekte von N. Ericsson, mit einem Kostenaufwande von 12,386,400 Frcs. erbaut. In den ersten 36 Jahren nach der Eröffnung (1851—86) betrugen die Gesammt-Einnahmen rd. 17,93 Millionen Frcs. und die Ausgaben rd. 2,48 Mill., woraus sich somit ein reiner Ertrag von 15,45 Mill. (nahezu 4 %) des Anlagekapitals) ergab.

2. Das Querprofil der Kanäle.

Man hat bei einem Schifffahrtskanal das für denselben geltende normale Querprofil und stellenweise erforderliche Abweichungen von demselben zu unterscheiden. Die Form des normalen Querprofils ist von den Forderungen des Verkehrs und von der Beschaffenheit des Bodens abhängig. Der Verkehr fordert eine so grosse Breite und Tiefe des Wassers, dass die grössten Schiffe in belastetem Zustand überall unbehindert passiren können, während von der Bodenbeschaffenheit die Form der seitlichen Begrenzungen abhängig ist.

Die Breite des Querprofils soll so gross sein, dass zwei von den grössten vollbelasteten Schiffen mit etwa 0,5 bis 1,0 m Spielraum sowohl zwischen den Schiffen als auch gegen die Seitenbegrenzungen, an einander vorbei fahren können, während die kleinste Wassertiefe so gross sein soll, dass unter dem Kiel der am tiefsten gehenden Fahrzeuge wenigstens noch ein Spielraum von 0,3 bis 0,5 m erübigt. Die grösste Schiffsbreite beträgt bei Binnenschiffen etwa 4 bis 8,2 m (letztere z. B. beim Dortmund-Emshafen Kanal), bei Handels-Seeschiffen bis zu ca. 15 m und bei Panzerschiffen bis zu ca. 22 m, während der grösste Tiefgang bezw. 1,3 bis 1,75 m, 8 m und 8,5 m beträgt.

Nachdem ferner bei der Bewegung eines Schiffes im Kanal ein Aufstau entsteht, wodurch die Geschwindigkeit und Lenkbarkeit des Schiffes umso mehr beeinträchtigt und die Ufer durch den Wellenschlag umso mehr angegriffen wer-

den, je kleiner der Wasserquerschnitt F des Kanals im Vergleich zu jenem des eingetauchten Schiffsquerschnittes f ist, so soll das Verhältniss

$$\frac{F}{f} = n$$

ein gewisses Maass nicht untersteigen. Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 soll bei 1,75 m Wassertiefe $n \geqq 4$ sein. Bei neueren holländischen Kanälen ist $n = 5$ bis 6 vorgeschrieben. Beim Nord-Ostsee-Kanal ist $n \geqq 6$.

Bezeichnet W den Widerstand des Schiffes im offenen Wasser, so ist nach einer älteren Formel der Widerstand im Kanal

$$W_1 = \left(\frac{8{,}46}{2 + \frac{F}{f}}\right) W.$$

Demnach wäre erst für $F \leqq 6{,}46\, f$ der Widerstand im Kanal gleich jenem im offenen Wasser (Bh.).

Es können aber bei einem Kanal stellenweise Abweichungen von der angenommenen normalen Profilbreite erforderlich sein und zwar können Verbreiterungen nothwendig sein in scharfen Kurven, zur Erleichterung des Durchgangs längerer Schiffe [1]) und bei kurzen Haltungen, zur Vermeidung von zu grossen Senkungen des Wasserspiegels durch den Wasserverbrauch beim Durchschleusen der Schiffe. Auch ist vor den Schleusen eine grössere Breite erforderlich, da hier bei der Lage der Schleuse in der Achse des Kanals ein von derselben austretendes Schiff an einem anderen dort wartenden nicht wie an anderen Stellen seitwärtz vorbeifahren kann. Eine Einschränkung der Breite dagegen kann hauptsächlich in Frage kommen, bei tiefen Einschnitten, hohen Dämmen, Kanaltunneln und Kanalbrücken, behufs Einschränkung der Anlagekosten und bei kostbarem Grund zur Minderung der Grundeinlösungskosten. Ausnahmsweise werden Kanäle auch einschiffig mit Ausweichstellen angelegt.

So wurde der Suez-Kanal ursprünglich mit nur 22 m Sohlenbreite ausgeführt, so dass zwei grössere Schiffe an einander nicht vorbeifahren konnten, und wurden

---

[1]) Nach dem Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 soll die Verbreiterung in Kurven gleich sein der zweifachen Höhe des Bogens, dessen Sehne die grösste Schiffslänge bildet. In Kurven von mehr als 600 m Radius tritt keine Verbreiterung ein.

Beim Rhein-Marne Kanal, wo der kleinste Radius 100 m ist, beträgt die Verbreiterung bei Radien von 100 bis 120 m . . 1,1 m, bei 120 bis 260 m . . 0,8 m, und bei 260 bis 700 m . . 0,5 m.

Beim Nord-Ostsee Kanal beträgt bei Radien die kleiner sind als 2,500 m die Verbreiterung $\left(26 - \frac{R}{100}\right)$ mtr. Beim kleinsten Radius von 1000 m beträgt somit hier die Verbreiterung 16 m.

für dieselben in gegenseitigen Abständen von 10 km breitere Ausweichstellen angelegt. Später wurde das normale Querprofil auf 37 m Bodenbreite erweitert, wodurch die Ausweichstellen überflüssig wurden. Desgleichen ist der Nord-Ostsee Kanal für Kriegsschiffe auf je 12 km mit Ausweichstellen versehen.

Die Wassertiefe beträgt bei den Binnenkanälen etwa 1,5 bis 3,0 m, und bei den Seekanälen 8 bis 9 m. Zuweilen erhalten einzelne Strecken eine grössere Tiefe als die normale, und zwar Scheitelstrecken, welche als Speisebecken dienen, sowie Strecken in Aufträgen, behufs Minderung der erforderlichen Erdmassen und als Ersatz für die grösseren Wasserverluste durch Versickerung, als dies bei Einschnitten der Fall ist.

Beim Dortmund-Emshafen Kanal ist beispielsweise die grösste und kleinste Wassertiefe in Einschnitten bezw. 3,0 und 2,5 m und bei Aufträgen bezw. 4,0 und 3,5 m.

Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 wurde für Binnenkanäle in freier Strecke eine Normaltiefe von 2,0 m angenommen. Ausgehend von dieser Tiefe werden auch die Binnenkanäle in 3 Klassen eingetheilt, und zwar I. Kl. bei grösseren Tiefen als 2,0 m, II. Kl. bei 2,0 m Tiefe, und III. Kl. bei kleineren Tiefen als 2,0 m.

Die seitliche Begrenzung der Schiffahrtskanäle besteht meistens aus Erdböschungen mit einem Böschungsverhältniss (Böschungsanlage, vertikale zur horizontaler Projektion) welches gewöhnlich bei Einschnitten zwischen etwa 1 : 1 und 1 : 2 $^1/_2$ (1 bis 2 $^1/_2$ füssig), und bei Aufträgen (Dämmen) zwischen etwa 1 : 2 und 1 : 3 beträgt (2 bis 3 füssig). Bei Felseneinschnitten erhalten die Seitenwände je nach der Beschaffenheit des Gebirges eine Anlage von etwa 1 : $^1/_6$ bis 1 : 0 (lothrecht). — Zuweilen werden behufs Einschränkung der Kanalbreite (namentlich bei tieferen Einschnitten) auch bei lockerem Erdboden für den unter Wasser befindlichen Theil lothrechte Seitenbegrenzungen angewendet, bestehend aus Pfahlwänden oder aus Stützmauern.

Da die Böschungen den Angriffen des Wellenschlages ausgesetzt sind (namentlich beim Dampfschiffverkehr), so erhalten dieselben gewöhnlich, in der Höhe der Wasserfläche oder meistens etwa 0,3 bis 1,0 m, bei Seekanälen bis zu 2,5 m tief und mehr unter derselben, wagrechte Absätze (Bermen, Bankette) von etwa 0,5 bis 2,5 m Breite, als Stütze für den oberhalb befindlichen, der Unterwaschung ausgesetzten Theil der Böschung. Je stärker der Wellenschlag, desto tiefer müssen die Bermen liegen. Dieselben werden auch mit Schilf oder Weiden bepflanzt, zum Auffangen und Brechen der Wellen, bevor sie die Böschung erreichen.

Der über der Berme befindliche Theil der Böschung wird im Bereich des Wellenschlages oft besonders befestigt (mit Steinpflaster etc.), während die Böschung unter der Berme zuweilen gebrochen ist, mit Böschungsverhältnissen welche von der jeweiligen Beschaffenheit des Bodens und der Lage der Berme abhängig

sind.[1]) Mitunter wird aber auch der unter Wasser befindliche Theil der Böschung (event. unter Fortlassung der Berme) befestigt.

Für die Treidelschifffahrt wird in einer Höhe von 0,5 bis 2 m über der Wasserfläche ein Ziehweg (Leinpfad, Treidelweg) angelegt, welcher je nach dem erforderlichen Platz für 1 oder 2 Pferde eine Breite von 2 bis 4 $^1/_2$ m erhält. Bei Einschnitten erhält derselbe ein bergseitiges Quergefälle, zur Vermeidung eines Niederspülens der Böschungserde in den Kanal.[2]) Der Ziehweg wird meistens nur einseitig angelegt, und befindet sich auf der anderen Seite dann oft nur ein Gehweg (Fusspfad).

Bei seitlicher Begrenzung durch Erddämme sollen diese eine Kronenbreite von wenigstens 2 m erhalten und nach den bei den Staudämmen angegebenen Regeln in gestampften Schichten ausgeführt werden. Zum Auffangen des durchsickernden Wassers werden am Fusse dieser Dämme s. g. Schweissgräben angelegt.

Die über Schifffahrtskanäle führenden Brücken sind entweder bewegliche oder feste und soll unter denselben bei Binnenkanälen eine lichte Höhe von wenigstens 3,7 bis 4,5 m vorhanden sein (letzteres Mass nach den Beschlüssen des Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886).

Bei den festen Brücken über den Nord-Ostsee Kanal besteht eine lichte Höhe von 42 m.

Taf. XI, Fig. 13. Querprofil des Dortmund-Ems Kanals nach dem ursprünglichen Entwurf, mit Bermen in der Wasserfläche.

» Fig. 14—16. Ursprüngliche Querprofile des Suez-Kanals. Dieser in den Jahren 1859—69 mit einem Kostenaufwande von 500 Millionen Frcs. erbaute Seekanal hat eine Länge von 160 km und wurde ursprünglich in den Strecken ohne Bermen (bei festerem Boden) entsprechend den Querprofilen Fig. 15 & 16, mit einer Sohlenbreite von 22 m, 8 m Tiefe und Böschungen von 1 : 2 bis 1 : 5 ausgeführt. Ende der achziger Jahre wurde die Sohle auf 37 m Mindestbreite erweitert. Für die Zukunft wurde eine Erweiterung der Sohlenbreite auf 65 bis 75 m und eine Vertiefung auf 9 m entsprechend Fig. 14 in Aussicht genommen.

» Fig. 17. Querprofil des Rhein-Marne Kanals.

» Fig. 18. Querprofil des Saima-Kanals in Finnland, welches ursprünglich entsprechend den Abmessungen der grössten am Saima-See verkehrenden Prahme von 7,14 m Breite und 2,53 m Tauchungstiefe angenommen wurde. Dem entsprechend erhielt das Querprofil bei Erdboden eine normale Bodenbreite von 11,88 m, Böschungsanlagen von 1 : 2 bis 1 : 1 $^1/_2$ und eine Wassertiefe von 2,57 m. Die

---

[1]) Beim Normalprofil des Dortmund-Emshafen Kanals hat, unter Fortlassung der Berme, die Böschung über Wasser eine Anlage von 1 : 1,5 und unter Wasser in der oberen Hälfte 1 : 3 und in der unteren Hälfte 1 : 2. — Beim Nord-Ostsee Kanal hat bei einzelnen Strecken die Böschung unter der Berme, umgekehrt, in den oberen Hälfte eine Anlage von 1 : 2 und in der unteren Hälfte 1 : 3.

[2]) Beim Rhein-Marne Kanal besteht auf einer Seite ein Ziehweg von 4,0 m Breite, wovon 2 m mit Steinschlag, und auf der anderen Seite ein Fusspfad von 3,5 m Breite, als Minimaldimensionen (ÖZ. 1897). Beim Dortmund-Emshafen Kanal bestehen beiderseitige Wege von 3,5 m Breite, während beim Oder-Spree Kanal die beiderseitigen Ziehwege nur 2,0 m Breite haben.

Bermen erhielten eine Breite von 1,48 und ursprünglich eine Tiefe von 0,59 m bis 1,2 m unter dem Wasserspiegel, und wurden die Böschungen über den Bermen mit Steinpflasterung befestigt. Die erstere Tiefenlage der Bermen erwies sich aber für den Dampfschiffverkehr als ungenügend, indem die Böschungen dabei ungewöhnlich stark angegriffen wurden, während dies bei der tieferen Lage in geringerem Grade der Fall war. Die Hauptursache der starken Zerstörung der Böschungen lag aber in der zu kleinen Querschnittsfläche des Kanalprofils gegenüber dem eingetauchten Schiffsprofil, weshalb ersteres in neuerer Zeit stellenweise vergrössert worden ist (vergl. TFF. 1897).

Ausser diesem Querprofil kam bei tieferen Erdeinschnitten von grösserer Länge, zur Ersparung an Erdarbeiten, auch noch ein einschiffiges Profil mit seitlicher Begrenzung der Wasserrinne durch Stützmauern und oberhalb mit Böschungen von 1 : 2 zur Anwendung.

Taf. XI, Fig. 19. Ursprüngliches Querprofil des Panama-Kanals bei weniger festem durchlässigem Boden mit Bermen von 2 m Breite, 2 m Tiefe unter der Wasserfläche und 9 m Wassertiefe.

» Fig. 20. Querprofil des erweiterten Suez-Kanals, mit Bermen, gepflasterten Böschungen von 1 : 1 oberhalb und mit Erdböschungen von 1 : 2,5 unter denselben sowie mit 9,0 m Wassertiefe.

» Fig. 21. Querprofil des Nord-Ostsee Kanals. Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Seekanal hat eine Länge von 98 km eine Wassertiefe von 9 m bei mittlerem Wasserstand, und eine Querschnittsfläche von im Mittel 412 qm, was mehr als der 6 fachen eingetauchten Querschnittsfläche der dort verkehrenden grössten Handelsschiffe (60 bis 62 qm) entspricht. Uberdies können hier 6,5 m tief gehende Schiffe von 12 m Breite überall bequem an einander vorbeifahren. Für die Zwecke der Kriegsmarine war eine Tiefe von wenigstens 8,5 m und eine Breite der Wasserfläche von wenigstens 58 m erforderlich. Für grössere Kriegsschiffe sind auf je 12 km Ausweichstellen von 450 m Länge und 60 m Sohlenbreite angeordnet. — Die Bermen liegen wenigstens 2 m tief unter der Wasserfläche und haben eine kleinste Breite von 2,5 m. Ausser dem hier dargestellten normalen Querprofil mit Berme, gepflasterter Böschung über und gebrochener Erdböschung unter derselben, (obere Hälfte 1 : 2 und die untere 1 : 3) sind stellenweise noch andere Seitenbegrenzungen des Querprofils wie die folgenden ausgeführt worden.

Taf. K, Fig. 1—4. Verschiedene Uferdeckungen beim Nord-Ostsee Kanal, welche je nach den zur Verfügung gestandenen Materialien zur Anwendung kamen. Bei Fig. 1 besteht die Decke unter Wasser nur aus einer 30 cm starken, lose aufgeworfenen Schicht aus Ziegelbrocken, gespaltenen Findlingen oder Bruchsteinen, wobei als Untermaterial das feinere und als Deckmaterial das gröbere Verwendung fand. — Die Anordnung Fig. 2 besteht aus Bruchstein- oder Findlingpflaster von 30 cm Stärke auf einer 20 cm starken Schicht von Ziegelbrocken. — Wo das Ufermaterial aus feinerem Sand besteht wurde dieser entsprechend Fig. 3 mit einer 20 cm starken Klaischicht abgedeckt und darauf ein hochkantiges Ziegelpflaster von 25 cm Stärke aufgelegt. — Dort wo sowohl Bruchsteine als auch Ziegel kostspielig, dagegen Sand und Cement zu billigen Preisen erhältlich waren, wurde entsprechend Fig. 4 der unter Niedrigwasser liegende Böschungstheil aus einer 20 cm starken Sandbeton-Schicht (von einem Mischungsverhältniss 1 : 6) auf einer 5 cm starken Sandbettung und über Niedrigwasser ein Klinkerpflaster auf Sand und Kies hergestellt (CBl. 1891, S. 203).

» Fig. 5—5 a. Neuere Uferbefestigung aus Stampfbeton (Syst. C. Rabitz, Berlin) angewendet beim Wentow-Kanal. Es ist dies eine Monier'sche Betoneisen-Konstruktion, wobei ausser dem bei demselben System angenwendeten engmaschigen Rundeisengerippe von 6 mm Stärke unter demselben in der 0,2 m dicken Betondecke noch ein weitmaschiges hochkantig gestelltes Flacheisengerippe von

60 × 5 mm Stärke eingebettet ist, welches behufs Befestigung der Betondecke an der Böschung mit eingeschraubten Pfählen von ungef. 1 m Länge in Verbindung steht (Eugg. Nws. 1899, Nov. 23).

Taf. XI, Fig. 21 a. Querprofil des Oder-Spree Kanals mit gebrochener Böschung unter der Berme, nämlich bis auf 0,6 m Tiefe unter der Wasserfläche 1 : 3 und auf die weiteren 1,4 m Tiefe 1 : 2.

» Fig. 22. Einschiffiges Querprofil des Saima-Kanals bei Felseinschnitten.

» Fig. 23. Querprofile des Manchester-Seekanals bei Erdeinschnitten (*AC*) und bei Felseinschnitten (*AB*). Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Kanal hat eine Länge von 57 km, eine Wassertiefe von 8 m und eine Querschnittsfläche von 300 bis 384 qm. Die Sohlenbreite beträgt auf 3,3 km Länge vor Manchester 51,8 m und sonst 36,6 m (vergl. NA. 1892).

» Fig. 24—29. Uferbefestigungen bei niederländischen Kanälen. Die Anordnungen Fig. 24 bis 26 kommen beim Kanal von Terneuzen vor, welcher von Dampfschiffen bis zu 5,85 m Tiefgang befahren wird. Hier waren anfänglich die mit 2 und $2\,^1/_2$ facher Anlage geböschten Ufer mit Rasen bedeckt und die 1 m breiten Bermen entsprechend Fig. 24 mit Schilfrohr bepflanzt. Wo der Boden fett und klaihaltig ist, wächst der Schilf gut und gewährt einen genügenden Schutz gegen die Unterwaschung der Ufer. Auf Strecken mit sandartigem Boden erwies sich aber dies nicht als genügend und hat sich hier eine Abpflasterung am besten bewährt. Hiebei wurde entsprechend Fig. 25 zuerst eine Klaischicht von 15 cm aufgebracht, darauf eine 2 cm dicke Schilfrohrlage, sodann zwei flache Lagen Ziegelsteine und darauf eine 2 cm dicke Ausfüllung aus Ziegelsteinbrocken, zwischen Pfahlreihen von 0,5 m gegenseitigem Abstand. Bei Fig. 26 ist bei sonst gleicher Anordnung wie im vorigen Falle, unter Fortlassung der Berme die Böschung über dem Wasserspiegel noch theilweise mit natürlichen Steinen abgepflastert. — Fig. 27 zeigt eine Anordnung beim Kanal von Maastricht nach Lüttich, auf dem Schiffe bis zu 1,9 m Tiefgang verkehren. Der Fuss der aus bearbeiteten Steinen bestehenden Pflasterung stützt sich gegen eine Pfahlreihe mit aufgelegtem Holm und hintergerammter Bohlenwand, oder (bei hartem Grund) mit wagrechter Beplankung. Die Pfähle stehen in gegenseitigen Abständen von 1,5 m. — Fig. 28 zeigt eine Uferbefestigung mittels Bohlwerk am Willemsvaart, wo Schiffe mit 3,0 m Tiefgang verkehren. Hiebei kamen anfänglich ungespundete Bohlen zur Anwendung, welche stumpf gegen einander eingerammt wurden, was aber zur Folge hatte, das der aus Sand bestehende Boden durch die Fugen vielfach ausgespült wurde und die Böschungen einsanken. Man war daher später genöthigt die Fugen durch dahinter angebrachte Leisten zu dichten. — Fig. 29 ist eine beim Kanal von Terneuzen angewendete Konstruktion aus Packwerk und Flechtzäunen zur Herstellung von Absackungen, welche Anordnung aber oft erneuert werden musste und sich als kostspielig erwies.

» Fig. 29 a. Uferbefestigung bei schwedischen Kanälen, wobei auch die Berme abgepflastert ist.

» Fig. 30. Uferbefestigung aus hochkantigem Ziegelpflaster in Cementmörtel beim Charlottenburger Schleusenkanal.

Taf. K, Fig. 6. Querprofil des Seekanals von St. Petersburg nach Kronstadt. Dieser Kanal bildet eine ausgebaggerte Vertiefung des natürlichen Fahrwassers am Meere zwischen diesen zwei Städten. Derselbe hat eine Länge von 30 km und ist theilweise (von St. Petersburg aus) gegen Wellenschlag und Versandung entsprechend dieser Figur von beiderseitigen Molen begrenzt, welche von Steinkisten eingefasst sind. Die rechte Seite giebt ein Bild des Zustandes während des Baues, während die linke Seite den fertigen Damm darstellt. Zunächst wurden die Steinkisten versenkt und vollständig mit Schüttsteinen gefüllt. Hierauf liess man

die Baggerprahme zwischen den Kisten einfahren und schüttete diesen Raum allmählich mit Baggerboden an. Sobald dann die Tiefe für die Prahme nicht mehr genügte, wurde das Baggermaterial unmittelbar vom Bagger mittels Schlammpumpen und Rohrleitungen längs der Wasserfläche über die Steinkisten in den Füllraum befördert. Zur Erreichung der nöthigen Füllhöhe erhielten dabei die Steinkisten, als eine Art von Fangdamm, eine Reihe von provisorischen kleineren Kisten *c* aufgesetzt, deren innere Seite mit Thonschlag und Dünger gedichtet wurde. Nachdem der ganze Zwischenraum bis zur Oberkante dieser Kisten zugeschüttet war, und die Schüttung sich gesetzt hatte, wurden die mit *a* bezeichneten Erdprismen nach der Mitte *b* gekarrt. Endlich wurden die oberen Steinkisten *c* fortgenommen und die in denselben enthaltenen Schüttungssteine zur Befestigung der Böschungen benutzt, wobei als Unterlage ein Schotterbett diente, welches auf der Seeseite 0,5 m und aut der Kanalseite 0,2 m stark ist.

Die Steinkisten erhielten je nach der Wassertiefe eine Breite von 3,2 bis 6,4 m und eine Länge von 70 m, und wurden vom Eise aus versenkt. — Die Baggerung des Kanals geschah von ungef. 4 m auf 6,73 m Wassertiefe (CBl. 1884, N:o 7— Mm. 1883, Ş. 312).

3. Dichtung der Kanäle.

Nachdem bei den Schifffahrtskanälen das Wasser im Allgemeinen nur von Erdreich eingeschlossen ist, so kommen hier immer mehr oder weniger grosse Wasserverluste durch Versickerung vor, dieselben können aber oft durch eine zweckmässige Ausführung und durch besondere Anordnungen wesentlich vermindert werden. Bei der Ausführung ist vorerst darauf zu achten, dass zu allen mit dem Wasser in Berührung kommenden Aufträgen möglichst wasserdichtes (thonhaltiges) Material angewendet wird und dass diese Aufträge nach den früher bei den Stauweihern (S. 12) angegebenen Regeln in gestampften oder gewalzten Schichten von 10 bis 25 cm Stärke ausgeführt werden. Wenn zu seitlichen Aufträgen derartiges dichtes Material nicht erhältlich und darunter der natürliche Boden genügend dicht ist, so können solche Aufträge mittels eines eingestampften Lehmkernes abgedichtet werden. Befindet sich aber der Kanal gänzlich in einem Auftrag oder in einem Einschnitt mit undichtem Material, so kann derselbe durch eine vollständige Bekleidung von Seitenwänden und Sohle mit einem Lehmslag von 0,3 bis 0,5 m Dicke oder einer Betonschicht von 0,2 bis 0,3 m Dicke abgedichtet werden. Diese Bekleidungen werden zum Schutz gegen Beschädigungen durch anstossende Schiffe, und der Lehmschlag auch zum Schutz gegen die Bildung von Sprüngen und Undichtheiten durch die Wirkung der Sonne beim Trockenlegen des Kanals, sowie gegen Zerstörung durch den Frost nahe an der Wasserfläche, mit einer Erdschicht von 0,2 bis 0,5 m Dicke überdeckt. In Aufträgen sollen solche Bekleidungen (namentlich jene aus Beton) erst nach vollständiger Setzung aufgebracht werden.

Taf. XI, Fig. 31—33. Dichtungen am Saima-Kanal. Fig. 12 ist eine Stelle mit seitlichem Auftrag aus durchlässigem Material, wobei ein Lehmkern *K* von 1,8 m Kronenbreite und $^1/_{12}$ Anlage zur Anwendung gekommen ist. — Fig. 32 zeigt ein

Anschnittprofil an einem Felsabhang, wobei der Auftrag mittels eines Lehmkerns nebst einer bis an den Felsen reichenden Lehmschlag-Abdeckung der Sohle abgedichtet wurde, während bei Fig. 33 die ganze Kanalrinne unter Sohle und Böschungen eine solche Abdeckung erhielt.

Taf. XI, Fig. 34. Lehmschlagdichtung am Rhein-Marne Kanal.

» Fig. 35. Dichtung mittels Stampfbeton am Canal St. Quintin. Die Betonschicht hat unter der Sohle eine Dicke von 0,3 m und unter den Böschungen eine Dicke von 0,3 m am Fusse und von 0,15 m am oberen Ende. Zur Verhinderung des Abrutschens der Böschungserde ist hier die Betonschicht am Fusse und in halber Höhe (letzteres in der Figur nicht ersichtlich) mit dreieckigen Vorsprüngen versehen.

» Fig. 36. Dichtung mittels Lehmkern und Betonbekleidung beim Caledonischen Kanal (Schottland).

» Fig. 37. Eiserner Stössel zum Stampfen von Aufträgen, Lehmkernen und des Betons.

» Fig. 38—38 a. Walze zum Einwalzen von Aufträgen, wie selbe beim Rhein-Marne Kanal zur Anwendung gekommen ist (bereits auf Seite 13 besprochen).

Oft sind aber einzelne undichte Stellen oder ein zu durchlässiger Boden nicht in vorhinein zu erkennen, um schon bei der Ausführung in oben angedeuteter Weise abgedichtet zu werden, sondern ergiebt sich die Nothwendigkeit eines Abdichtens oft erst nach Füllung des Kanals, infolge einer zu starken Senkung des Wasserspiegels. Da unter gewöhnlichen Verhältnissen nach genügender Sättigung des Bodens die durch die Filtration bedingte Senkung bis zu etwa 5 cm pro Tag zu betragen pflegt, so pflegen erst bei Überschreitung dieses Masses besondere Dichtungsmassnahmen getroffen zu werden.

Es können dann die Verluste entweder von einzelnen undichten Stellen oder von einer allgemeinen, zu grossen Durchlässigkeit des Bodens herrühren. Ersteres läst sich zuweilen daran erkennen dass sich über den bezüglichen Stellen an der Wasserfläche trichterförmige Vertiefungen bilden. Widrigenfalls können einzelne undichte Stellen durch Abscheidung der bezüglichen Haltung durch Querdämme in mehrere Theile und Beobachtung des Wasserstandes in denselben ausfindig gemacht werden. Das Abdichten solcher Stellen geschieht dann in oben beschriebener Weise.

Bei allgemeiner Durchlässigkeit des Bodens kann derselbe zuweilen schon durch schlammhaltiges Wasser bis zu einem gewissen grad abgedichtet werden, indem der Schlamm hiebei in die Poren eindringt und dieselben verstopft. Dies kann mitunter schon durch Anwendung von trübem Speisewasser allmählich erreicht werden. Eine bessere und schnellere Wirkung wird aber erreicht, wenn man Thon (bei Sandboden) oder thonigen Sand (bei Kiesboden) im Wasser auflöst und dieselben sich ablagern lässt. Das Auflösen geschieht durch Aufrühren der Massen entweder von Hand mittels grosser Schlammkratzen, oder bei längeren Strecken mittels einer mit Zinken versehenen Egge, welche entsprechend belastet mittels Pferdekraft vorwärtz gezogen wird.

4. Wasserverbrauch und Speisung der Kanäle.

Das Versehen der Kanalhaltungen mit Wasser, behufs Aufrechterhaltung der nöthigen Tiefe (Speisung der Kanäle), geschieht durch Entnahme des Wassers aus Flüssen, Seen oder Stauweihern und dessen Zuführung mittels besonderer Speisegräben (Zubringer), welche nach den früher bei den »Wasserleitungen» angegebenen Regeln ausgeführt werden. Letztere sind jedoch entbehrlich, wenn der Kanal von Wasserrecipienten abfällt, von welchen dann den Haltungen das nöthige Wasser durch Öffnen der Schleusen zugeführt werden kann. [1])

Der Wasserverbrauch einer Kanalhaltung ist von den Verlusten abhängig, welche durch Verdunstung, Versickerung, die Undichtheit der Schleusenthore und den Durchgang der Schiffe durch die Schleusen (Schleusung) bedingt ist. — Die Verdunstung hängt von der Jahreszeit, den klimatischen und sonstigen örtlichen Verhältnissen ab (vergl. I. Thl. S. 14) und kann ungünstigsten Falles etwa gleich 200 mm im Monat, also 6 bis 7 mm pro Tag angenommen werden. [2]) Die Verluste durch Versickerung sind ausser von der Bodenbeschaffenheit auch von der Höhenlage des Kanals gegenüber dem Grundwasser abhängig, so zwar dass derselbe bei tiefer Lage im Gegentheil von Quellen einen Zufluss erhalten kann. Es ist auch zu beachten dass die Sickerverluste in der ersten Zeit wesentlich grösser sind, als später, nach völliger Sättigung des Bodens und der sonstigen mit dem Wasser in Berührung kommenden Theile (Mauerwerk, Holz etc. welche beträchtliche Mengen Wasser aufnehmen). Nach Minard kann unter gewöhnlichen Verhältnissen ein Versickerungsverlust von etwa 25 bis 40 mm pro Tag angenommen werden. Die Wasserverluste durch Undichtheiten an den Schleusenthoren können etwa 200 bis 500 cbm täglich betragen.

Nach Beobachtungen von Hess können die Wasserverluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtheit der Schleusenthore unter gewöhnlichen Verhältnissen bei Binnenkanälen etwa 0,4 bis 0,7 cbm pro lauf. Meter und Tag betragen, dieselben können aber auf gedichteten Strecken bis auf 0,2 cbm sinken, während sie andererseits an besonders ungünstigen Stellen bis auf 1,8 cbm pro l. m. steigen können (ZfB. 1867, S. 549). Beim Rhein-Marne Kanal in den Vogesen wurden die Verluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtheit der Schleusenthore bei 10 m Sohlenbreite und 2 m Wassertiefe im Mittel gleich 0,5 cbm pro l. m. und Tag gefunden, während dieselben bei hoch gelegenen Haltungen im Schotter bis auf 1,25 cbm und mehr stiegen. In der

---

[1]) Ein Beispiel dieser Art ist der vorgenannte Saima-Kanal, welcher in letztgenannter Weise vom Saima-See aus und einigen anderen vom Kanal durchkreuzten Seen *a b* (Taf. XI, Fig. 12) gespeist wird.

[2]) In Holland pflegt man den Verdunstungsverlust der Kanäle in heissen Sommern auf ca. 900 mm Wasserhöhe für die Sommermonate zu schätzen.

Scheitelstrecke schwankten diese Verluste zwischen 0,124 und 0,633 cbm pro l. m. und Tag (ÖZ. 1897, S. 483).

Der mit der Schleusung der Schiffe verbundene Wasserverlust ist abhängig von der Anzahl Schiffe welche täglich die Schleuse passiren, dem Füllungsraum der Schleusenkammer und dem Kubikinhalt der vom eingetauchten Theil des Schiffes verdrängten Wassers (Deplacement). Dieser Verlust trifft aber meistens nur die Scheitelhaltungen, indem bei gleicher Fallhöhe der Schleusen den übrigen Haltungen beim Durchgang eines Schiffes von der oberen Schleuse ebenso viel Wasser zugeführt wird, als durch die untere verloren geht. Bei der Berechnung dieses Verlustes ist ferner noch zu beachten, dass für je zwei einander bei einer Schleuse begegnende Schiffe nur eine Schleusenfüllung erforderlich ist, nämlich zuerst für das nach oben fahrende Schiff, worauf unter Benutzung derselben Füllung das nach unten fahrende durchgeschleust wird. Nimmt man somit an, dass von der gesammten Anzahl n der nach beiden Richtungen täglich verkehrenden Schiffe 20 bis 30 % einander bei den Schleusen begegnen, so sind hiefür nur bezw. 0,1 n bis 0,15 n und für die übrigen 0,8 n bis 0,7 n, also insgesammt 0,9 n bis 0,85 n Schleusenfüllungen erforderlich. Überdies ist zu beachten, dass, wenn mit V der Kubikinhalt der Schleusenfüllung und mit v das Deplacement des Schiffes bezeichnet wird, die verbrauchte Wassermenge für ein abwärtz fahrendes Schiff $V - v$ und für ein aufwärtz fahrendes $V + v$ beträgt. Hiebei kann auch noch der Unterschied zwischen dem Deplacement belasteter und unbelasteter Schiffe berücksichtigt werden.

5. Entlastungsanlagen.

Da die Wasserzufuhr zu den Kanalhaltungen nicht immer genau entsprechrend dem Bedarf geregelt werden kann, so werden zur Vermeidung von zu hohen Wasserständen Entlastungsanlagen in Form von Überfällen (Uberläufen) und von Grundablässen angewendet, welch' letztère auch eine vollständige Entleerung der Haltung ermöglichen, wie dies behufs Reparaturen erforderlich sein kann. Die Überfälle werden meistens als Überfallwehre und die Grundablässe als Schützen- oder Dammbalkenwehre oder als Ventilablässe ausgeführt.

Taf. **XI**, Fig. 39. Überfall am Saima-Kanal. Die Überführung des Ziehweges geschieht mittels einer hölzernen Balkenbrücke.

» Fig. 40—41. Gemauerte Überfälle in Wehrform und in Trichterform.

» Fig. 42. Grundablass mit Schützenverschluss (Caledonischer Kanal, Schottl.).

» Fig. 43. Grundablass mit Bodenventil. Statt eines derartigen Propfventils, wobei zum Öffnen die darüber liegende Wassersäule zu heben ist, eignet sich hiefür besser das neuere Cylinderventil, von der in Fig. 3—3 b, Taf. XIII ersichtlichen Anordnung.

Taf. **XI**, Fig. 44. Kombinirter Überfall (a) und Grundablass (b), letzterer mit Schütze geschlossen.

6. Durchlässe, Düker, Kanalbrücken und Kanaltunnel.

Die Unterführung von kleineren natürlichen Gewässern und von Wasserleitungen unter den Kanälen geschieht (wie auch bereits bei den »Wasserleitungen« besprochen) mittels Durchlässen, welche bei mangelndem Gefälle als Düker zur Ausführung kommen, während bei der Kreuzung grösserer Gewässer und tieferer Thäler die Überführung der Kanäle mittels Kanalbrücken geschieht. Zum Durchsetzen von Bergen kommen Kanaltunnel zur Anwendung.

a. Durchlässe.

Die Durchlässe werden je nach der durchzuführenden Wassermenge und der zur Verfügung stehenden Höhe unter der Kanalsohle aus Thonröhren, eisernen Röhren oder aus Mauerwerk ausgeführt. Oft werden die für den Kanal erforderlichen Überfälle und Grundablässe über den Durchlässen angebracht.

Taf. XI, Fig. 45—45 b. Röhrendurchlass bei einem Seitenkanal der Mosel. Derselbe besteht aus einem gemauerten Ein- und Auslauf und einem aus Thonröhren zusammengesetzten, in Mauerwerk eingebetteten und auf Beton gegründeten Rohrstrang von 0,53 m Durchmesser. Da das Rohr gegenüber dem thalseitigen Auslauf um die halbe Höhe versenkt ist, so kommt es bei grösserem Wasserzufluss als Düker zur Wirkung.

Der auf der Flussseite gelegene Damm ist höher als der andere, zum Schutze des Kanals gegen das Hochwasser der Mosel.

» Fig. 46. Gewölbter Durchlass mit Fallmauer auf der Bergseite.

» Fig. 47. Durchlass mit Dammbalken-Grundablass.

» Fig. 48. Durchlass mit Schützen-Grundablass (Marne-Saône Kanal).

» Fig. 49—50 b. Mehrfache Röhrendurchlässe mit gemauerten Ein- und Ausläufen.

b. Düker.

Auch die Düker werden entweder aus Röhren, oder aus Mauerwerk oder als Kombinationen beider ausgeführt, und lässt man auch hier die Überfälle zuweilen in die Düker ausmünden.

Der Ein- und Auslauf besteht oft aus lothrechten Fallkesseln oder Brunnen welche als Schlammfänge dienen.

Taf. XII, Fig. 1. Gewölbter Düker mit vertikalen Fallkesseln, bei einem Seitenkanal der Mosel.

» Fig. 2. Röhrendüker mit beiderseitigen Fallbrunnen beim Oder-Spee Kanal. Die gusseiserne Verbindungsröhre von 1,0 m Durchmesser und 21 mm Wanddicke ist hier auf einem hölzernen Rost gegründet (ZfB. 1890—CBl. 1888, S. 17).

Taf. X, Fig. 7—7 b. Gusseiserner Düker beim Kanal Zehdenick-Liebenwalde, bestehend aus gemauerten Fallkesseln, welche durch drei gusseiserne Rohrstränge von 1 m Weite mit einander verbunden sind. Die zugleich als Schlammfänge dienenden Fallkessel wie auch die Rohrstränge sind auf Schwellenrost gegründet (ZfB. 1883).

Taf. K, Fig. 8—8 b. Düker aus Eisenblech, zur Unterleitung der Kanalwässer unter dem Waller Fleeth in Bremen. Hier kam ein einziges Rohr von 1,45 m Weite und 8 mm Blechstärke zur Anwendung (CBl. 1889, S. 440).

Taf. XII, Fig. 3—3 a. Gewölbter Düker mit schiefem Ein- und Auslauf unter dem Marne-Saône Kanal. Der Querschnitt des Dükers ist segmentförmig (Fig. 3 a) und steht mit dem Düker ein Überfall des Kanals in Verbindung. Vor dem Einlauf befindet sich eine Vertiefung *C* in der Sohle, als Schlammfang.

» Fig. 4—4 a. Düker aus Stampfbeton beim Kanal Quintino Sella in Italien. Derselbe hat gleichfalls schiefen Ein- und Auslauf und elliptischen Querschnitt (Fig. 4 a). Vor dem Einlauf befindet sich eine besondere Schlammgrube *C* aus Beton.

c. Kanalbrücken.

Die Kanalbrücken bestehen aus einer Wasserrinne zur Aufnahme der Schiffe nebst dem gewöhnlich nur einseitigen Ziehwege, und dem auf der anderen Seite angebrachten Fusspfade, welche von Tragwerken gleicher Art getragen werden wie dies bei den Strassen- und Eisenbahnbrücken der Fall ist. Demnach unterscheidet man je nach der Beschaffenheit des Tragwerkes: hölzerne, eiserne und steinerne Kanalbrücken.

Die hölzernen Kanalbrücken haben den Vortheil verhältnissmässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachtheil geringer Dauerhaftigkeit, weshalb ihre Anwendung gegenwärtig wohl nur noch in sehr holzreichen Gegenden, wie stellenweise in Amerika, in Frage kommen dürfte. Die steinernen Kanalbrücken haben zwar den Vortheil der möglichst grössten Dauerhaftigkeit des Materials, wogegen aber die Dauerhaftigkeit und Dichtheit der ganzen Brückenkonstruktion mit Rücksicht auf die schädlichen Einwirkungen der Temperatur etc. in hohem Grade von einer sachgemässen Ausführung abhängig ist. Es verdienen daher in den meisten Fällen eiserne Kanalbrücken, trotz der leichteren Zerstörbarkeit des Materials durch Rost, den Vorzug.

Mit Rücksicht auf die Kostenersparniss wird die Breite der Kanalbrücken möglichst eingeschränkt, und gewöhnlich nur entsprechend einer Schiffsbreite ausgeführt.

Indem hier nur einige Beispiele über die allgemeine Anordnung der Kanalbrücken gegeben werden, wird bezüglich ihrer Berechnung, Konstruktion und Ausführung auf den »Brückenbau» verwiesen.

Taf. XII, Fig. 5. Hölzerne Kanalbrücke mit Tragewerk bestehend aus massiven Balken als Quer- und Hauptträger.

Taf. K, Fig. 9. Hölzerne Kanalbrücke mit Howe'schen Fachwerkträgern als Hauptträger beim Erie-Kanal, über den Mohawkfluss bei Cohoes und bei Rexford-Flats in Amerika. Erstere besteht aus 26 Öffnungen mit zusammen 346 m Länge und letztere aus 14 Öffnungen mit einer Gesammtlänge von 184 m (ZfB. 1895, Ergänz Heft, S. 34).

Taf. XII, Fig. 6. Eiserne Kanalbrücke beim Dalsland-Kanal in Schweden. Die Hauptträger bestehen hier aus vollwandigen Blechträgern, welche zugleich die seitliche

Begrenzung der Kanalrinne bilden, während ihr Bodenblech von einem System von an den Hauptträgern angehängten Querträgern getragen wird. Der Ziehweg besteht aus einem mit Bohlenbelag versehenen wagrechten Blech.

Taf. XII, Fig. 7. Eiserne Kanalbrücke des Marne-Saône Kanals. Hier ist auch die Kanalrinne seitlich durch die Hauptträger begrenzt, während das Bodenblech von einem System von Querträgern und sekundären Längenträgern getragen wird, von denen erstere auf den Untergurten der Hauptträger aufliegen. Der Ziehweg wird von Fachwerkkonsolen getragen, zwischen denen gemauerte, mit einer Schotterschicht überdeckte Tonnengewölbe eingespannt sind. Auf der anderen Seite befindet sich ein schmälerer Gehweg.

Taf. K, Fig. 10—10 a. Eiserne Kanalbrücke über die Saar bei Hessen in Elsass-Lothringen. Diese Eisenkonstruktion kam an Stelle der unten beschriebenen steinernen Kanalbrücke, welche im Laufe der Zeit durch den Einfluss des Frostes derart undicht wurde, dass sie abgetragen werden musste. Die Konstruktion besteht aus zwei vollwandigen Hauptträgern auf zwei Stützpunkten mit 23 m Stützweite und beiderseits vorkragenden Armen von 5,2 m Länge (Kragbrücke). Der Ziehweg und der Fusspfad ruhen auf Parallelfachwerksträgern mit gleichfalls über die Stützpunkte frei hinausragenden Seitenarmen. Die Hauptträger liegen 9 m von einander. Auf den Zwischenpfeilern sind die Hauptträger mittels Kipplagern gestützt, von welchen das eine fest ist und das andere auf Walzen ruht (ÖZ. 1897, S. 502).

Da bei eisernen Kanal-Balkenbrücken den Längenänderungen des Oberbaues dadurch Rechnung getragen werden muss, dass das eine Ende beweglich angeordnet wird, so ist hier wie bei den eisernen Aquadukten eine besondere Dichtungskonstruktion erforderlich (vergl. S. 66, Taf. VII, Fig. 56). Eine besondere Anordnung dieser Art zeigt das nachfolgende Beispiel.

Taf. K, Fig. 11. Dichtung der Kanalbrücke über die Saar bei Hessen in Elsas-Lothringen. Die freien Enden der Brücke münden hier in besondere bei den Widerlagern angeordnete »Dichtungskammern» aus, wo zwischen dem Blechmantel der Brücke und den Wänden der Dichtungskammern Zwischenräume von 100 mm Weite bestehen, welche mit hölzernen Dichtungskeilen und zwischen diesen mit getheerter Wolle ausgefüttert sind. Diese Abdichtung ist durch die in der Figur ersichtliche Schraubenvorrichtung zu regeln (ÖZ. 1897, S. 503).

Taf. K, Fig. 12—12 a. Frühere gemauerte Kanalbrücke über die Saare bei Hessen in Elsas-Lothringen. Dieselbe hatte drei Öffnungen von je 6 m und zwei Öffnungen von je 4 m lichter Weite. Die Abdichtung bestand aus einer Betonschicht mit darüber ausgebreiteter Asphaltlage. Diese Anordnung hat sich aber wie oben angeführt als ungenügend erwiesen, indem die Wände des Objektes im Laufe der Zeit derart unter dem Einflusse des Frostes gelitten hatten, dass die Durchsickerungen schwer zu beheben waren und man es dann Vorzug, den Steinbau durch eine Eisenkonstruktion zu ersetzen. [1]

Taf. XII, Fig. 8—8 a. Grössere gemauerte Kanalbrücke älteren Datums (französisch).

---

[1] In neuerer Zeit haben sich in derartigen Fällen Bleibekleidungen gut bewährt. So haben sich beispielsweise auch bei den Kanalbrücken des Dortmund-Emshafen Kanals (über die Lippe, Stever und Ems) Abdichtungen mit Asphalt als ungenügend erwiesen, weshalb schliesslich eine auf Holzunterlagen angebrachte Bleibekleidung von 2 und 3 mm Dicke an bezw. Boden und Seitenwänden zur Anwendung kam.

d. Kanaltunnel.

Kanaltunnel kommen dort zur Anwendung, wo die Kanallinie so tief unter dem Erdboden zu liegen kommt, dass ein Einschnitt hiefür wesentlich theuerer zu stehen käme. Je nach der Beschaffenheit des Bodens werden die Kanaltunnel entweder ohne Wölbung, mit Scheitelegewölbe oder mit vollständiger Umwölbung von Scheitel Seitenwänden und Sohle ausgeführt. Bezüglich der Ausführung wird auf den »Tunnelbau» verwiesen.

Taf. XII, Fig. 9—10. Kanaltunnel ohne Gewölbe und mit Scheitelgewölbe beim Rhein-Marne Kanal.

» Fig. 11. Vollständig eingewölbter Kanaltunnel beim Marne-Saône Kanal.



Fig. 1

1:6000

1:445

a-b Fig. 1c

Fig. 1b

1:445

Fig. 2a

1:1000

Fig. 4

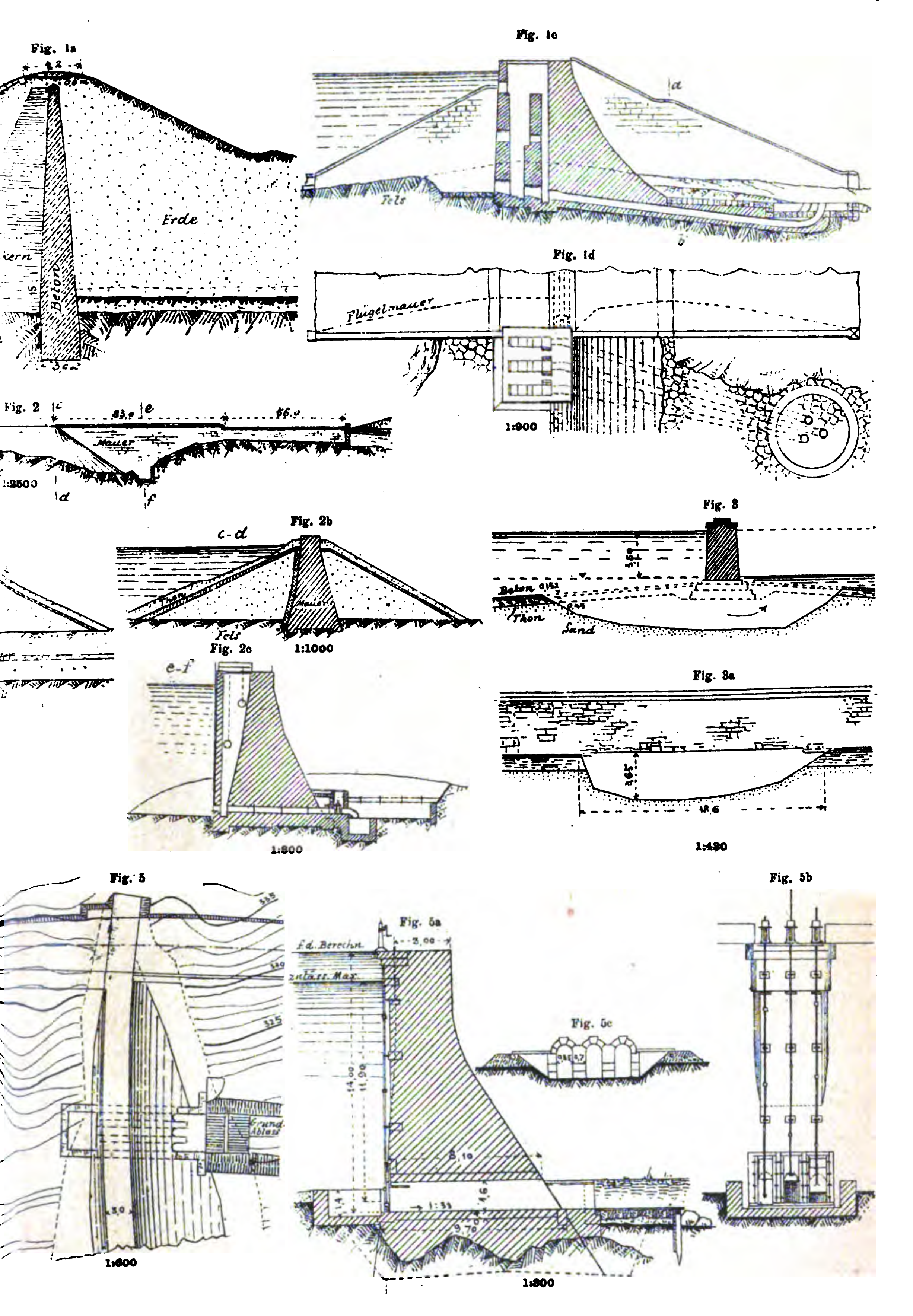
1:3515

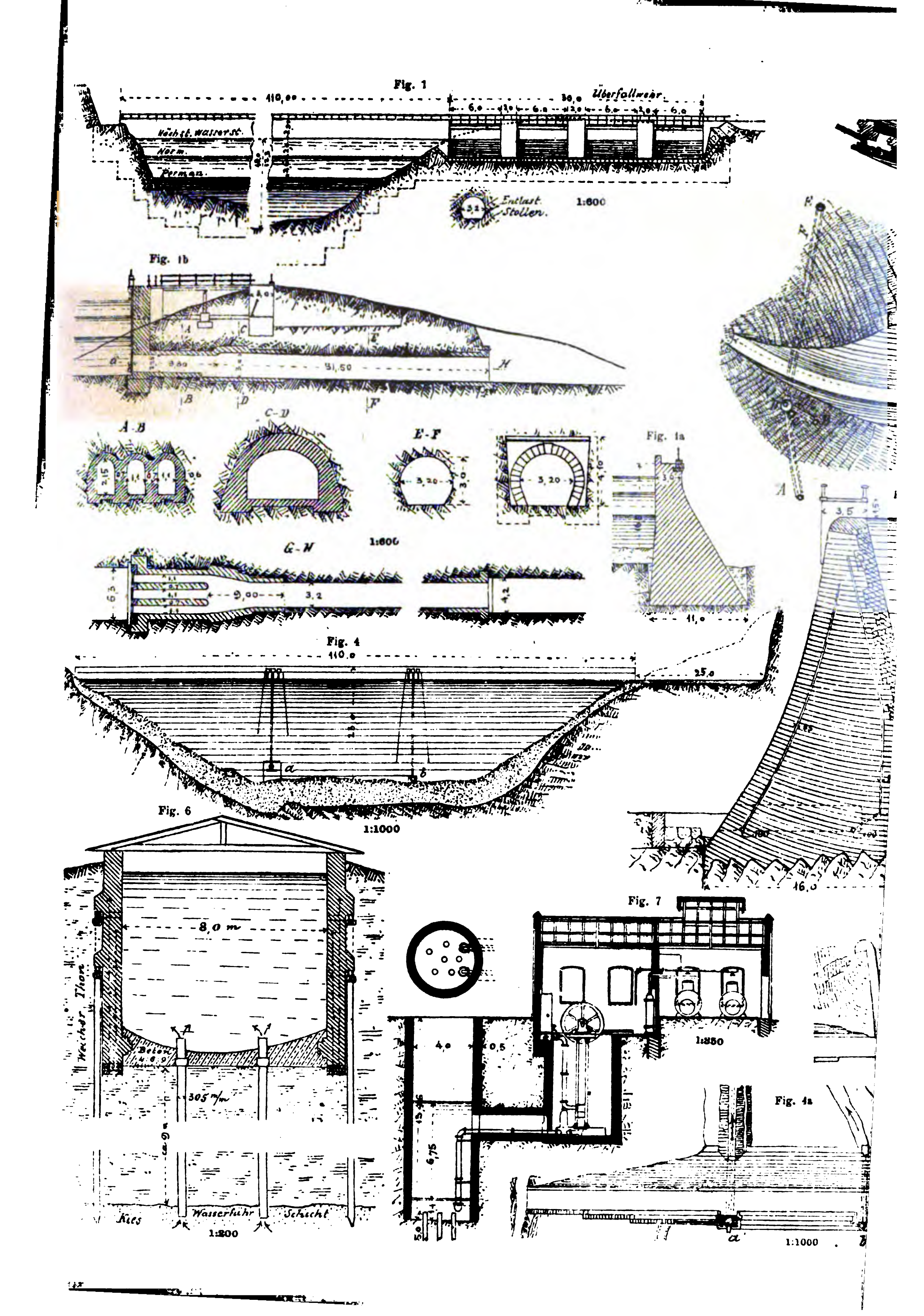
Fig. 4a

1:955

Fig. 4b

1:1333


Fig. 1a
Erde
Beton
Kern
Fig. 1c
Fels
Fig. 1d
Flügelmauer
1:900
Fig. 2
Mauer
1:2500
Fig. 2b
c-d
Thon
Mauer
Fels
1:1000
Fig. 2c
e-f
1:800
Fig. 3
Beton
Thon
Sand
Fig. 3a
1:480
Fig. 5
Grund Ablass
1:600
Fig. 5a
1:800
Fig. 5b
Fig. 5c


Fig. 1
Überfallwehr
Höchst. Wasserst.
Norm.
Perman.
Entlast. Stollen.
1:600
Fig. 1b
A-B
C-D
E-F
G-H
1:600
Fig. 1a
Fig. 4
1:1000
Fig. 6
8,0 m
Beton
Weicher Thon
Kies
Wasserführ
Schicht
1:200
Fig. 7
1:350
Fig. 4a
1:1000

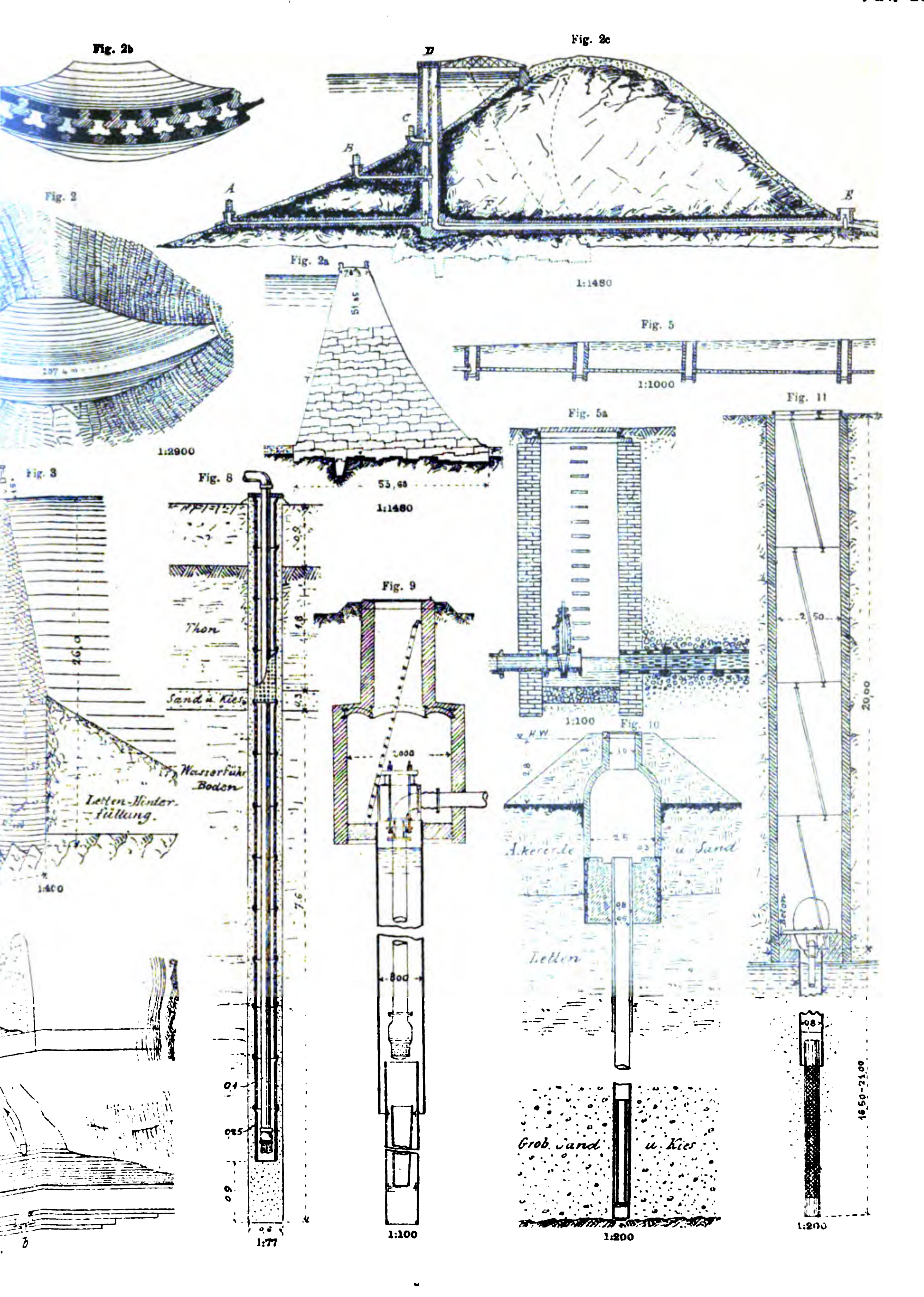
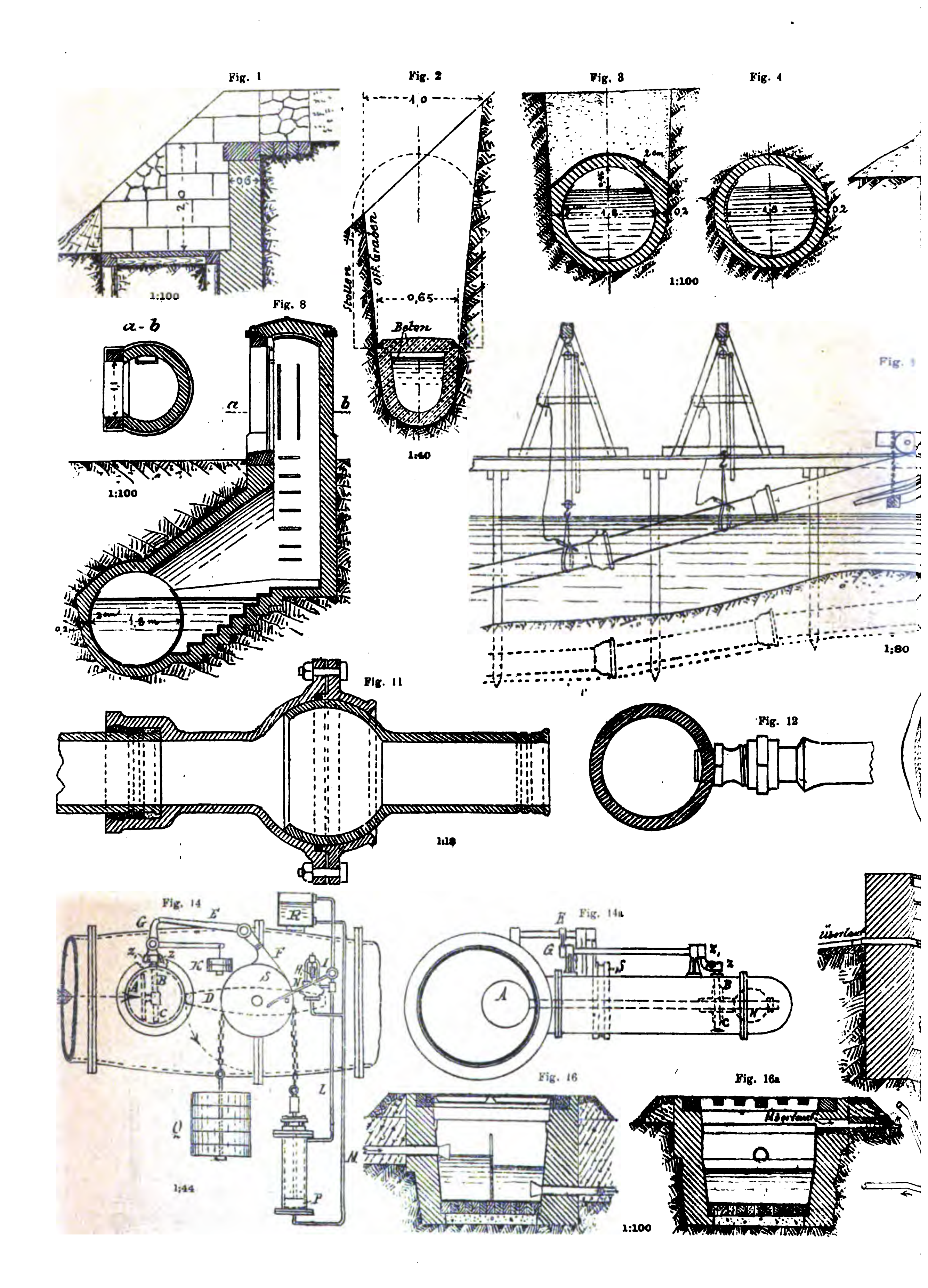
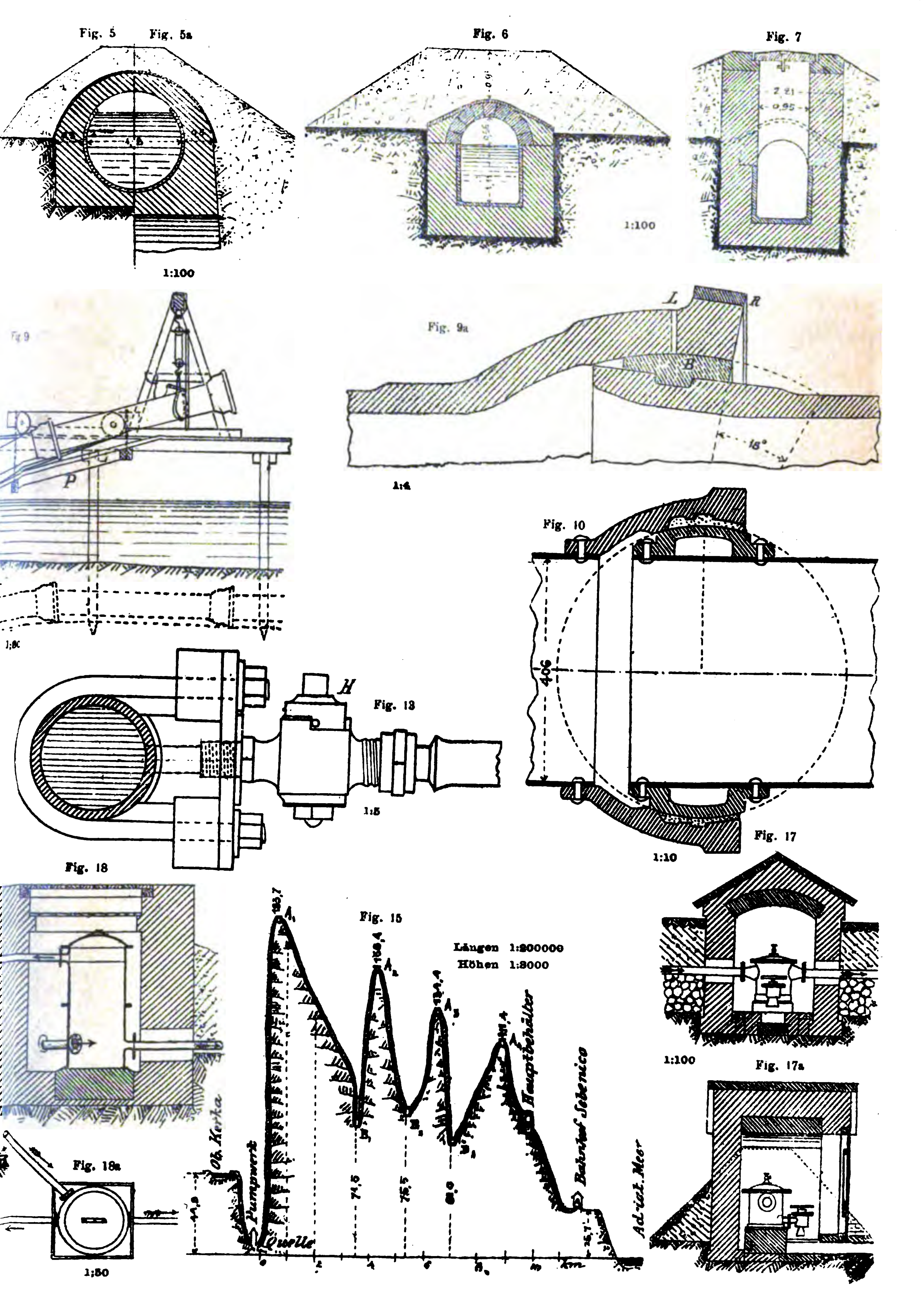


Fig. 2b
Fig. 2c
A
B
C
D
E
F
1:1480
Fig. 2
1:2900
Fig. 2a
53,68
1:1480
Fig. 5
1:1000
Fig. 5a
1:100
Fig. 11
20,00
Fig. 3
26,0
Wasserführ. Boden
Letten-Hinter-füllung
1:400
Fig. 8
Thon
Sand u. Kies
1:77
Fig. 9
2,000
800
1:100
Fig. 10
H.W.
Ackererde
u. Sand
Letten
Grob. Sand
u. Kies
1:200
Beton
16,50–21,00
1:200


Fig. 1
1:100
Fig. 2
Stollen
Off. Graben
0,65
Beton
1:40
Fig. 3
Fig. 4
1:100
Fig. 8
a-b
a
b
1:100
1:80
Fig. 11
1:10
Fig. 12
Fig. 14
1:44
Fig. 14a
Fig. 16
Fig. 16a
1:100


Fig. 5
Fig. 5a
1:100
Fig. 6
Fig. 7
1:100
Fig. 9
P
1:80
Fig. 9a
L
R
B
18°
1:4
Fig. 10
406
1:10
H
Fig. 13
1:5
Fig. 17
1:100
Fig. 17a
Fig. 18
Fig. 18a
1:50
Fig. 15
Längen 1:200000
Höhen 1:3000
Ob. Kerka
Pumpwerk
Quelle
Hauptbehälter
Bahnhof Sebenico
Adriat. Meer
km

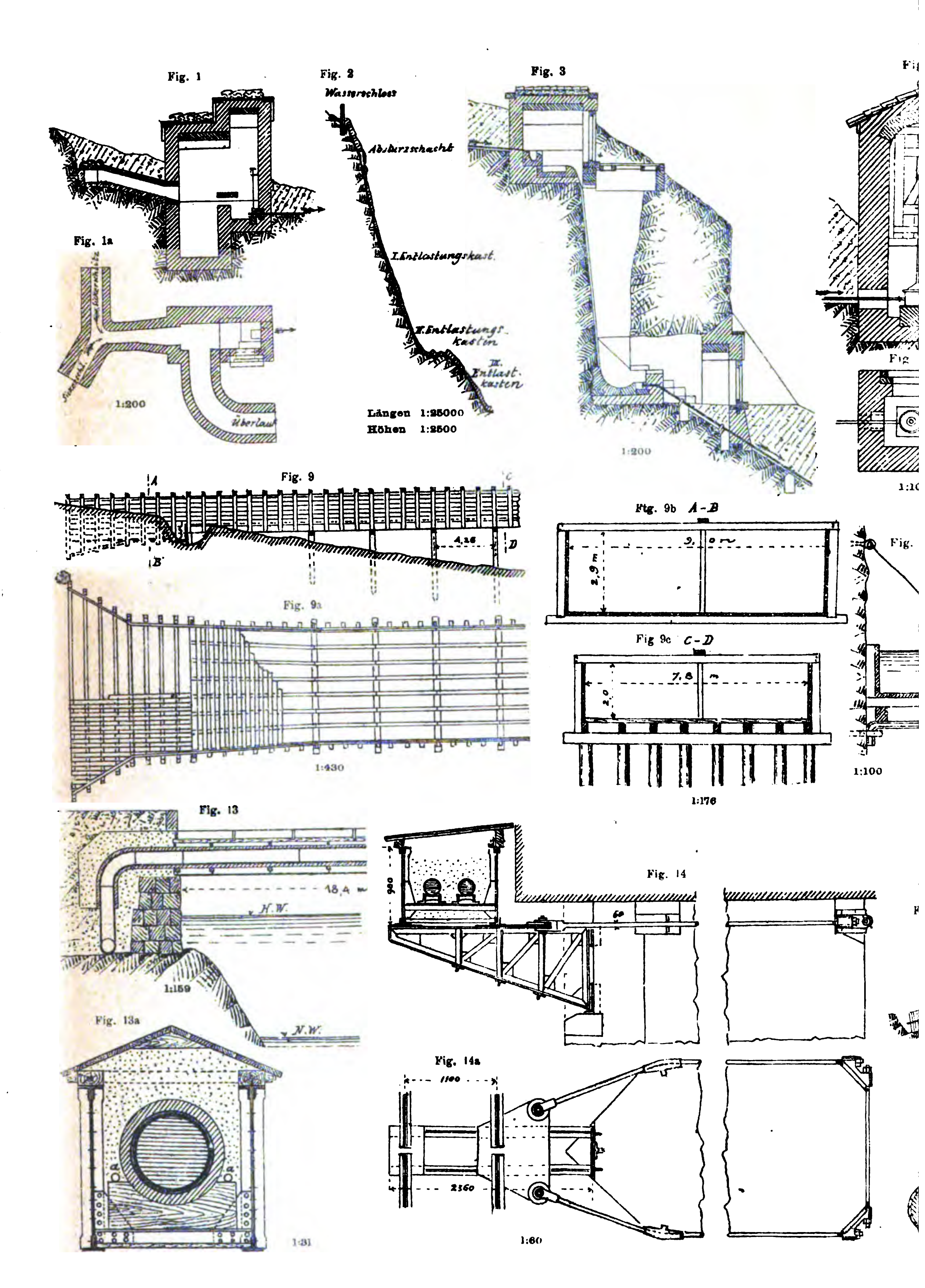
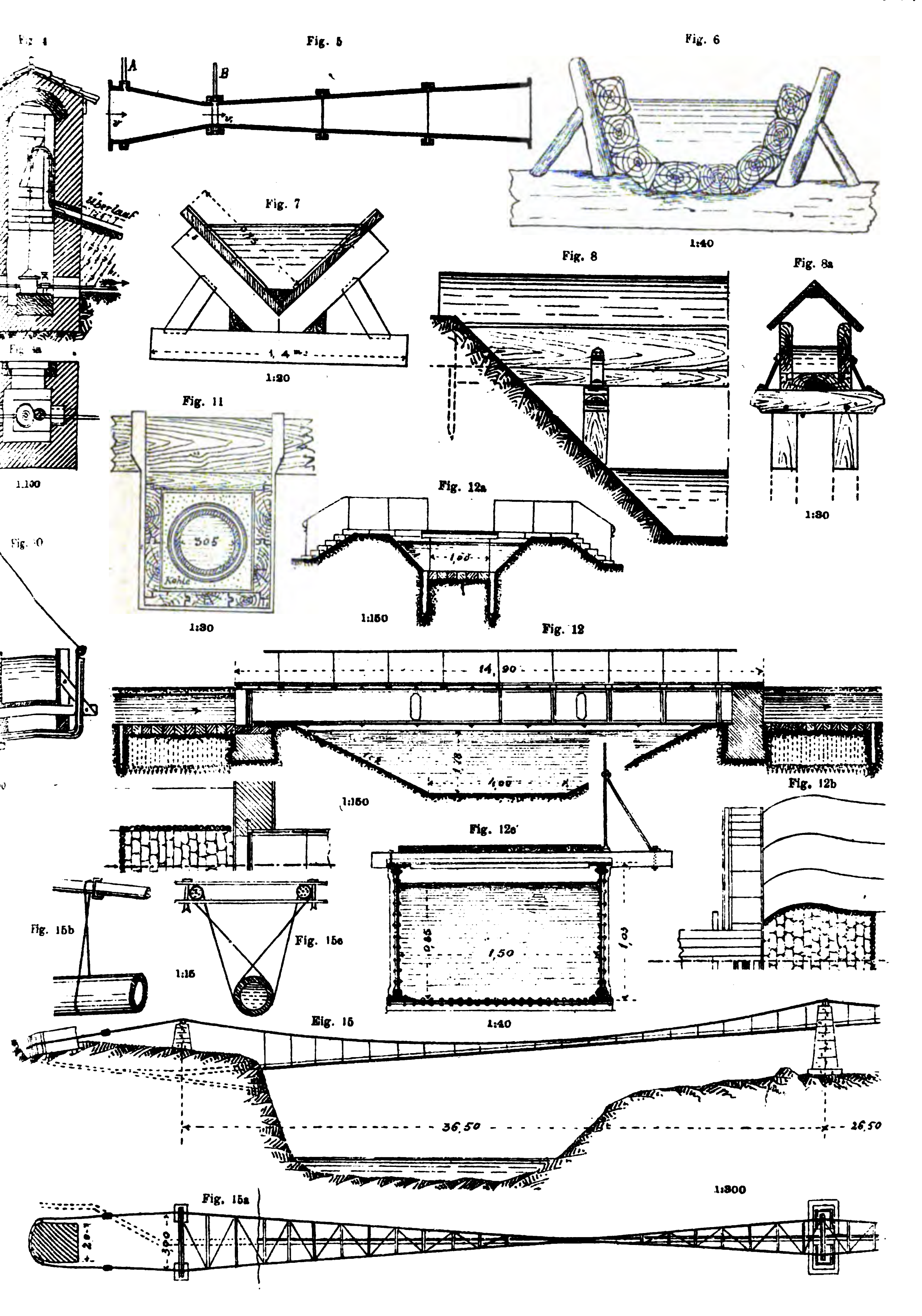
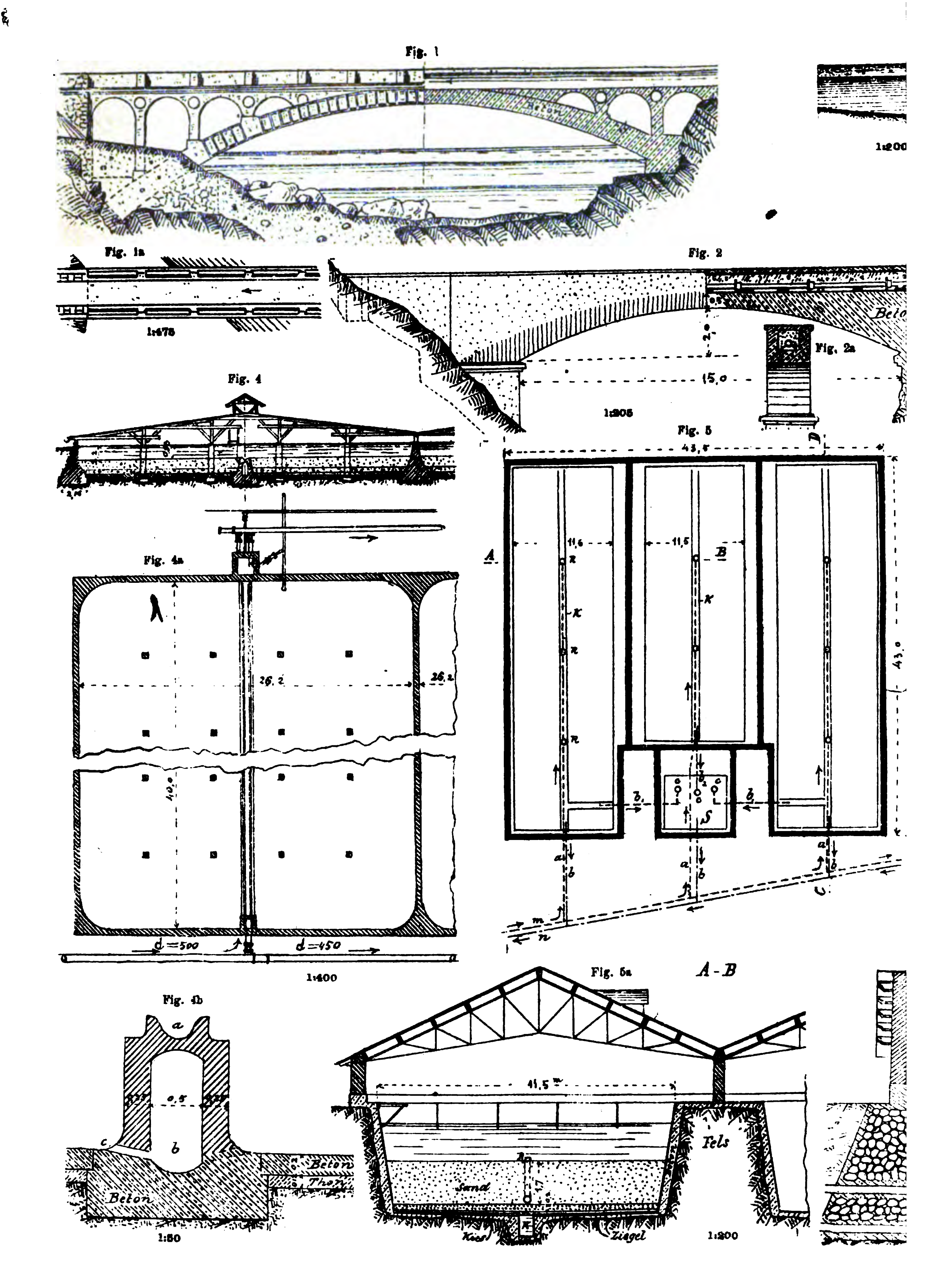
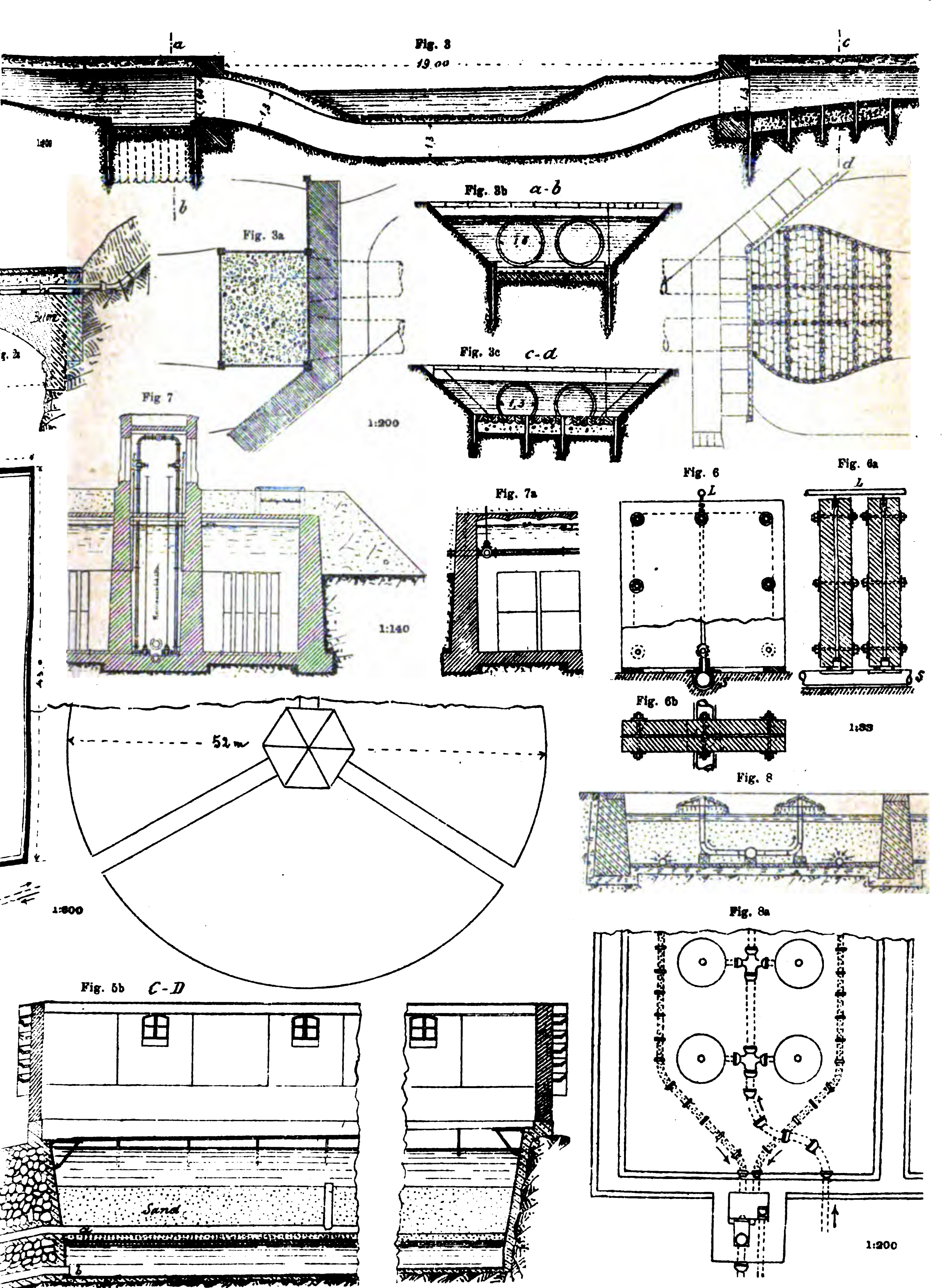
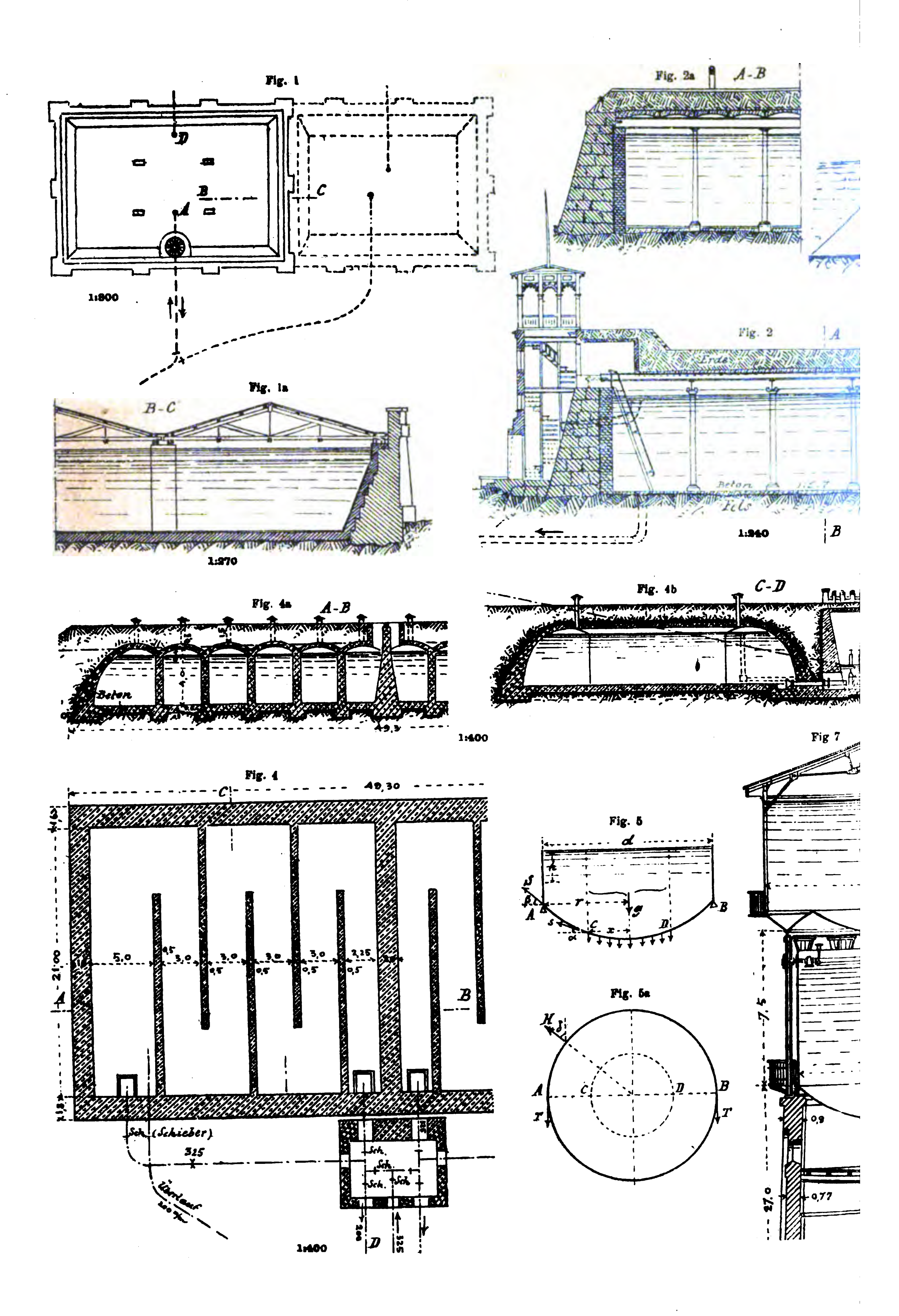


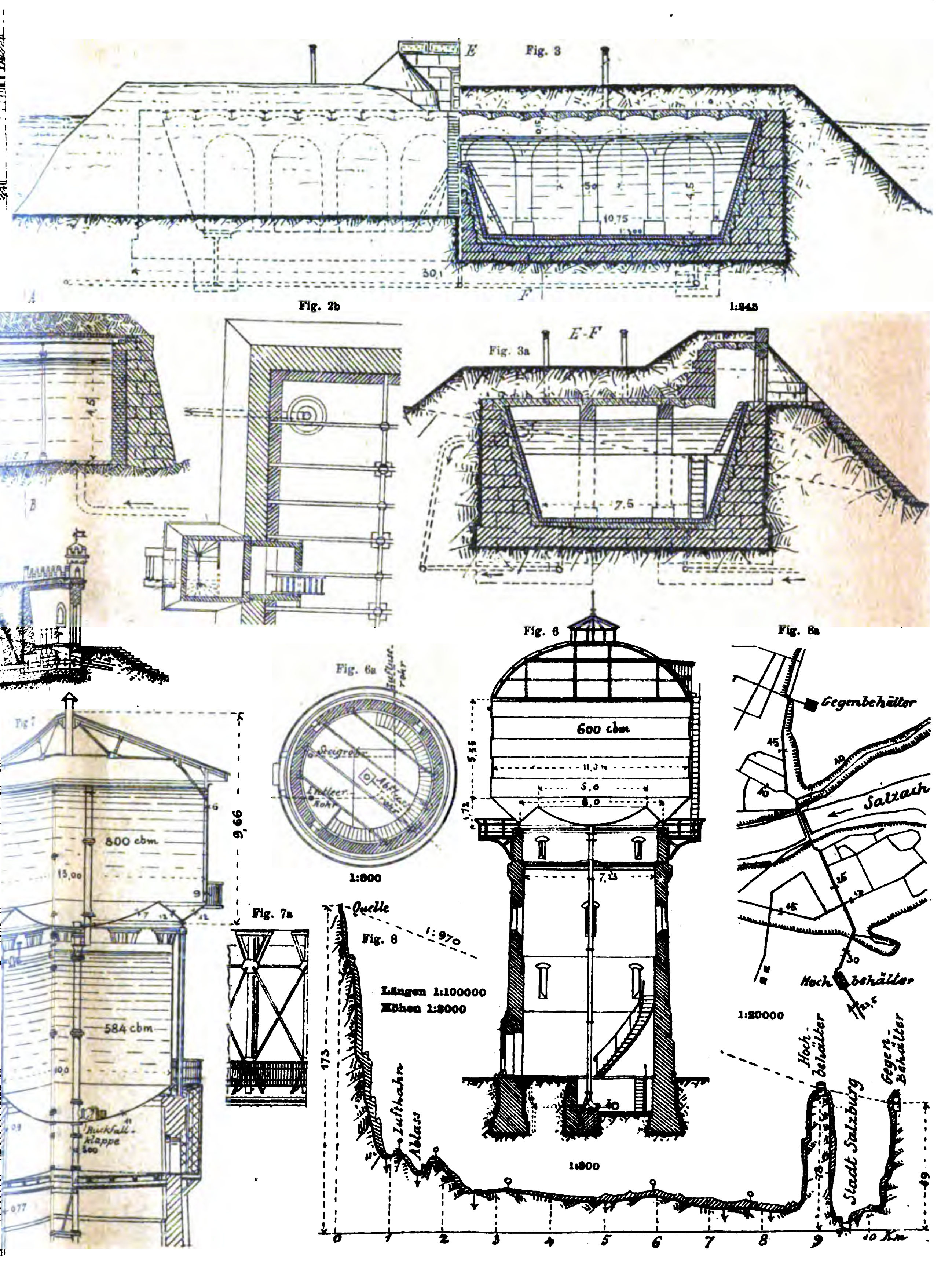
Fig. 1
Fig. 1a
Überlauf
1:200
Fig. 2
Wasserschloss
Absturzschacht
I. Entlastungskast.
II. Entlastungs kasten
III. Entlast. kasten
Längen 1:25000
Höhen 1:2500
Fig. 3
1:200
Fig. 9
A
B
C
D
4,16
Fig. 9a
1:430
Fig. 9b A-B
9,0 m
2,9 m
Fig 9c C-D
7,8 m
2,0
1:176
1:100
Fig. 13
18,4 m
H.W.
N.W.
1:159
Fig. 13a
1:31
Fig. 14
980
60
Fig. 14a
1100
2560
1:60


Fig. 4
Fig. 5
A
B
Fig. 6
Überlauf
Fig. 7
1:40
Fig. 8
Fig. 8a
1,4
1:20
Fig. 11
1:100
1:30
305
Kohle
Fig. 12a
1,00
1:150
1:30
Fig. 12
14,90
1,78
1,00
1:150
Fig. 12b
Fig. 12c
Fig. 15b
Fig. 15c
1:15
0,85
1,50
1,00
1:40
Fig. 15
36,50
26,50
1:300
Fig. 15a
3,00
2,0


Fig. 1
1:200
Fig. 1a
1:475
Fig. 2
Beto
15,0
Fig. 2a
1:205
Fig. 4
Fig. 4a
26.2
26.2
40,0
d=500
d=450
1:400
Fig. 5
43,5
11,6
11,5
A
B
43,0
S
a
b
m
n
Fig. 4b
a
b
c
0,5
Beton
Thon
Beton
1:50
Fig. 5a
A-B
41,5 m
Fels
Sand
Kies
Ziegel
1:200


Fig. 3
19.00
a
b
c
d
Fig. 3a
Fig. 3b a-b
Fig. 3c c-d
1:200
Fig 7
1:140
Fig. 7a
Fig. 6
Fig. 6a
Fig. 6b
1:33
Fig. 8
Fig. 8a
52 m
1:800
Fig. 5b C-D
Sand
1:200


Fig. 1
1:800
Fig. 1a
B-C
1:270
Fig. 2a
A-B
Fig. 2
Erde
Beton
Fels
1:240
Fig. 4a
A-B
Beton
1:400
Fig. 4b
C-D
Fig. 4
49,30
5,0
3,0
2,15
21,00
Sch. (Schieber)
325
Überlauf
1:400
Fig. 5
Fig. 5a
Fig 7
7,5
0,9
0,77
27,0


Fig. 3
E
F
30,1
10,75
Fig. 2b
1:245
E-F
Fig. 3a
7,5
Fig. 6
Fig. 8a
Gegenbehälter
Saltach
Hochbehälter
1:20000
Fig. 6a
Steigrohr
Entleer. Rohr
Abfluss rohr
Zufluss rohr
1:800
600 cbm
11,0
8,0
7,13
1:800
Fig 7
800 cbm
9,66
584 cbm
Rückfall-klappe
Fig. 7a
Quelle
Fig. 8
1:970
Längen 1:100000
Höhen 1:8000
Luftkahn
Ablass
Hochbehälter
Stadt Salzburg
Gegen-Behälter
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10 Km

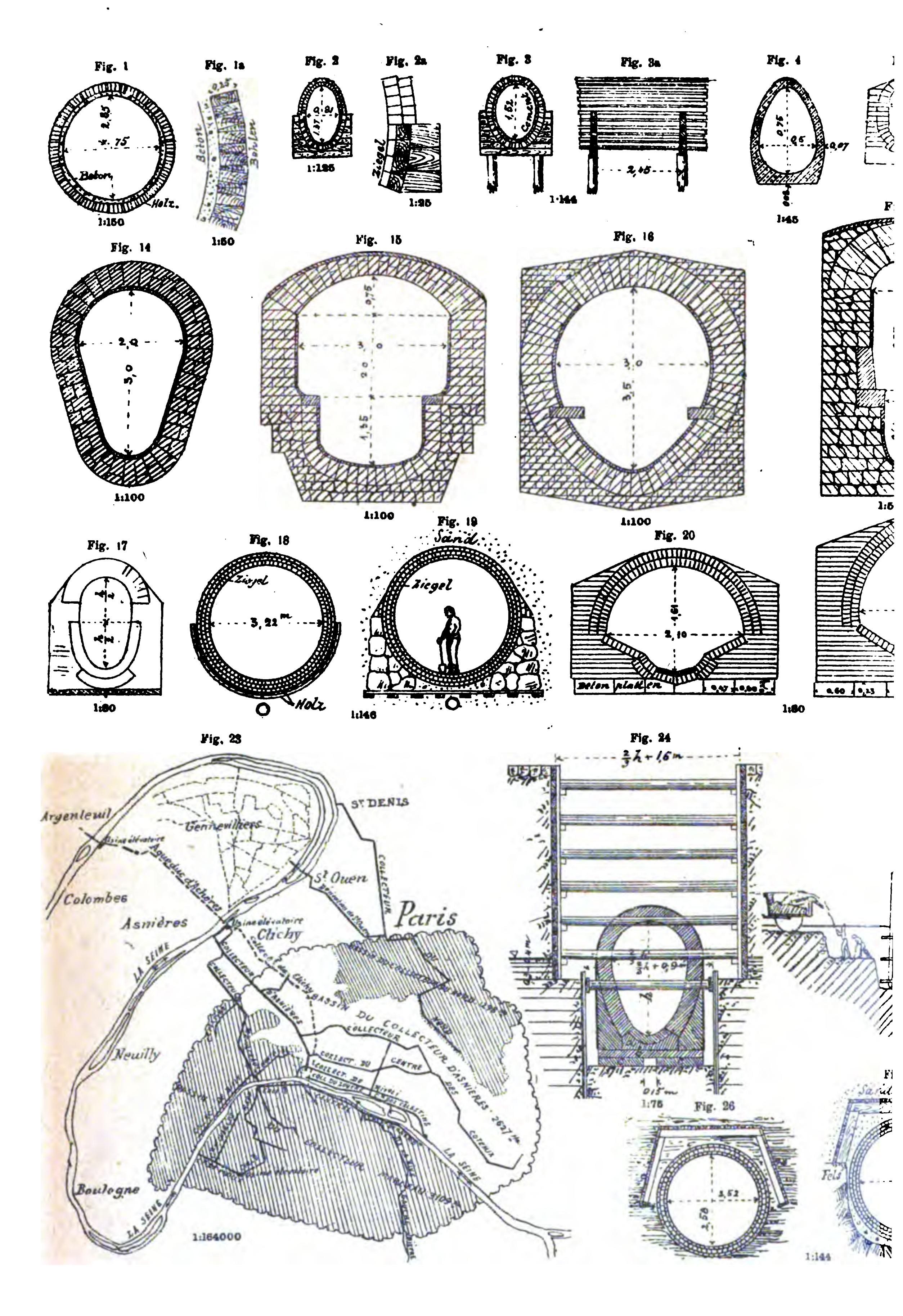
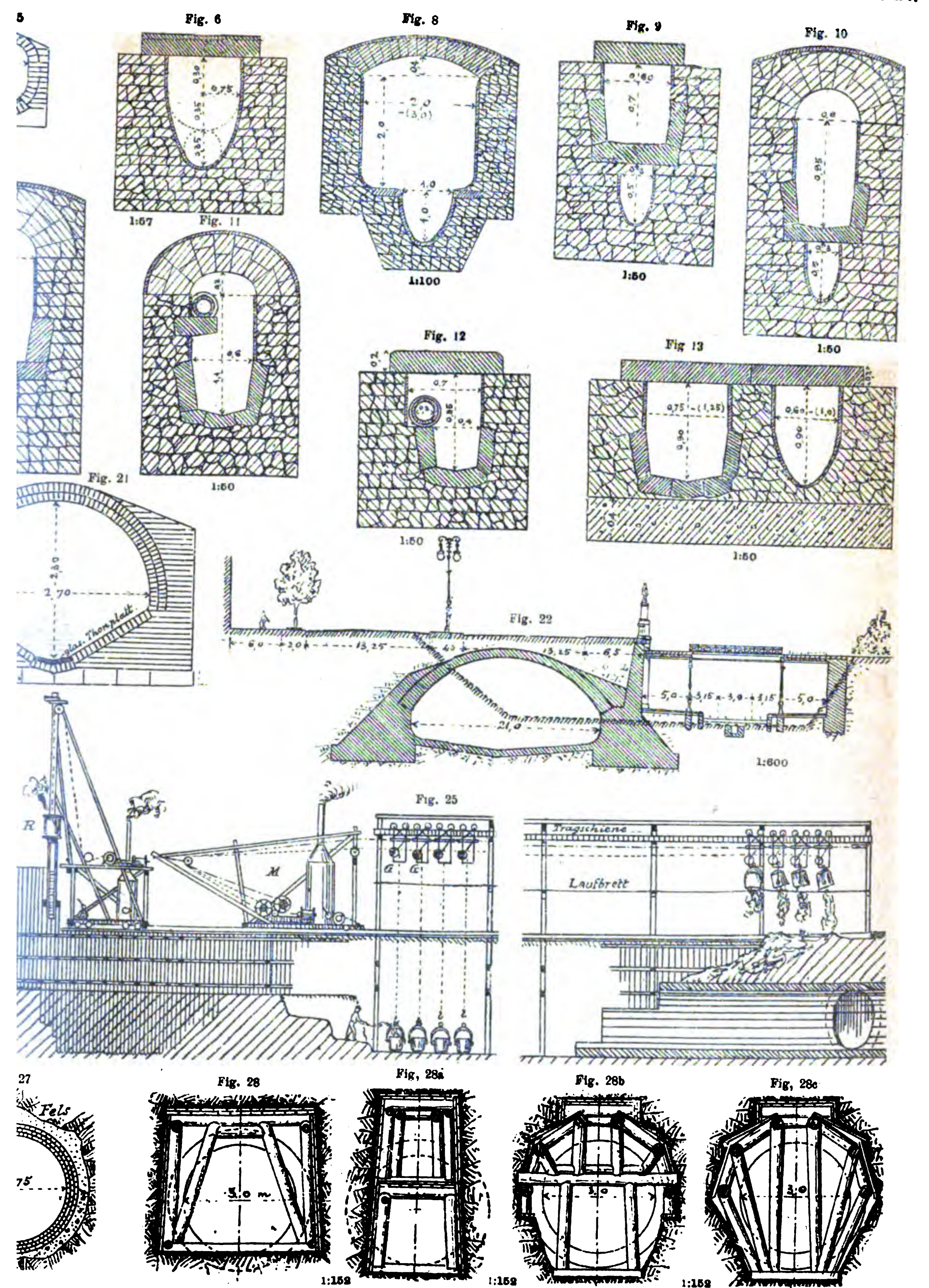


Fig. 1
2,85
2,75
Beton
Holz.
1:150
Fig. 1a
0,15
Beton
Bohlen
1:50
Fig. 2
1:125
Fig. 2a
Ziegel
1:25
Fig. 3
1,52
Cement
1:144
Fig. 3a
2,45
Fig. 4
0,75
0,5
0,07
1:45
Fig. 14
2,0
3,0
1:100
Fig. 15
3,0
2,0
1,55
1:100
Fig. 16
3,0
3,5
1:100
Fig. 17
1:80
Fig. 18
Ziegel
3,21 m
Holz
Fig. 19
Sand
Ziegel
1:146
Fig. 20
2,10
Beton platten
1:80
Fig. 23
Argenteuil
Colombes
Asnières
Gennevilliers
St. Ouen
St. DENIS
Paris
Clichy
LA SEINE
Neuilly
Boulogne
1:164000
Fig. 24
2/3 h + 1,6 m
1:75
Fig. 26
3,52
1:144
Sand
Fels


Fig. 6
1:67
Fig. 8
1:100
Fig. 9
1:50
Fig. 10
1:50
Fig. 11
1:50
Fig. 12
1:50
Fig 13
1:50
Fig. 21
Fig. 22
1:600
Fig. 25
Tragschiene
Laufbrett
Fels
Fig. 28
1:152
Fig, 28a
1:152
Fig. 28b
1:152
Fig, 28c

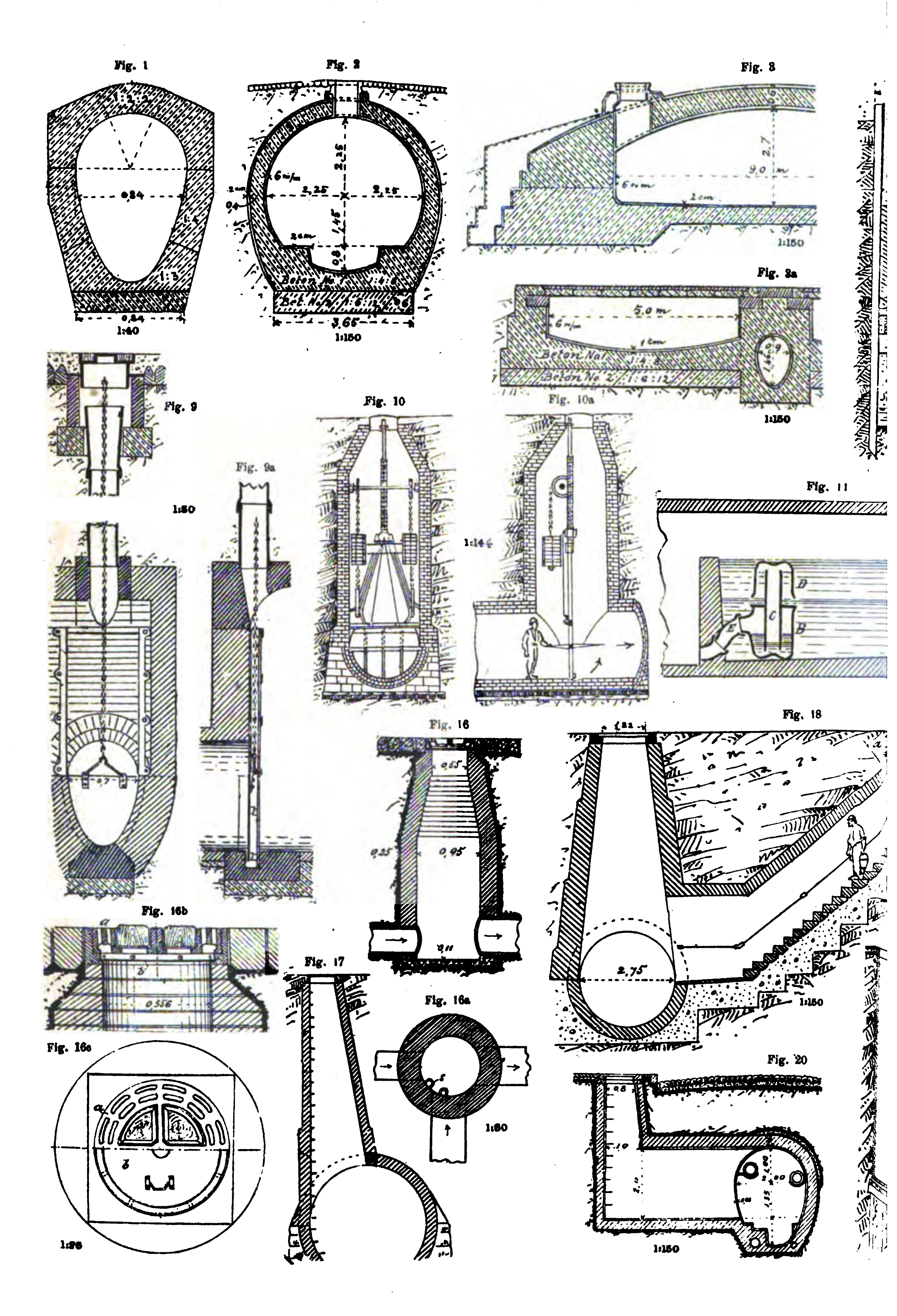
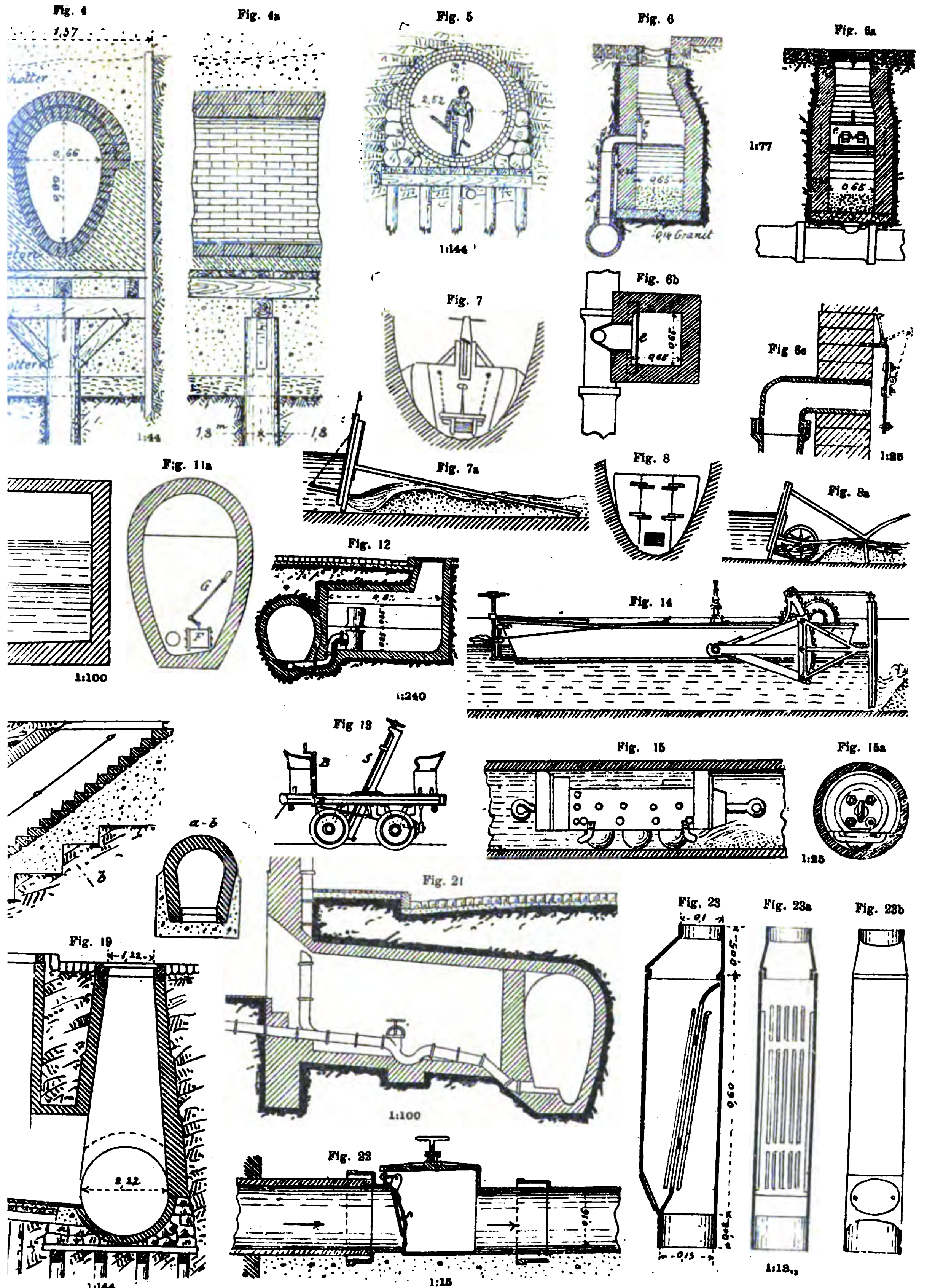
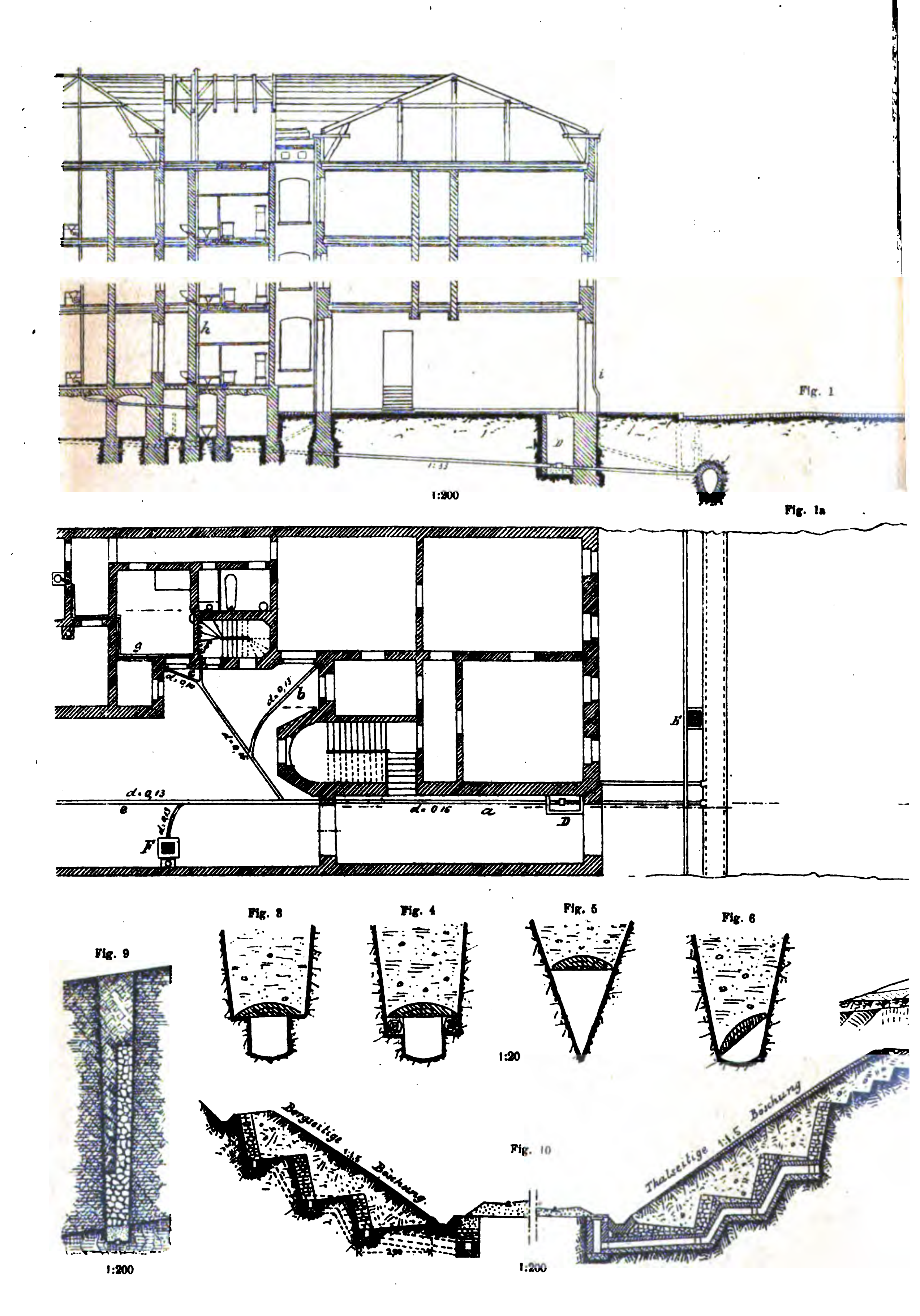
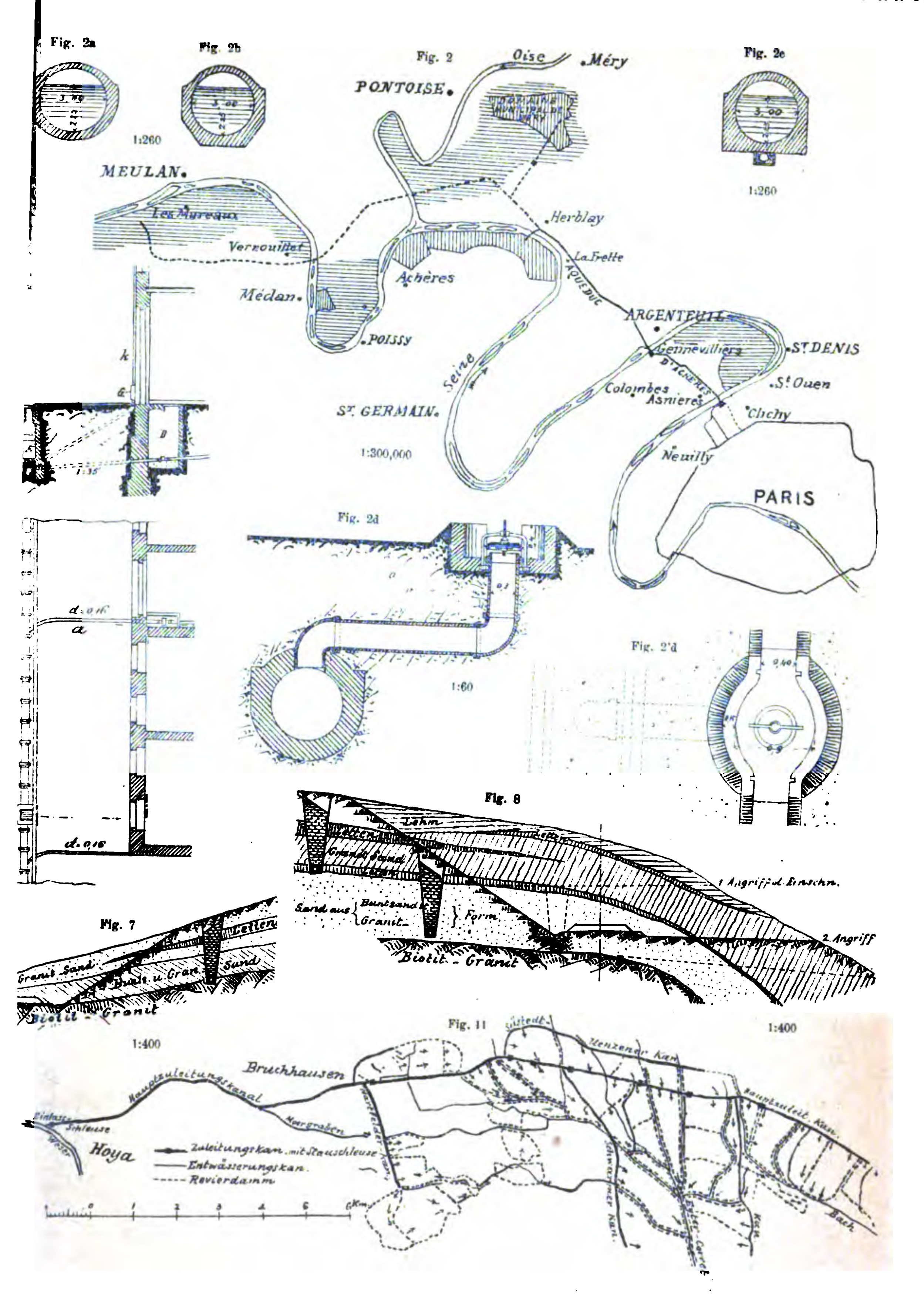


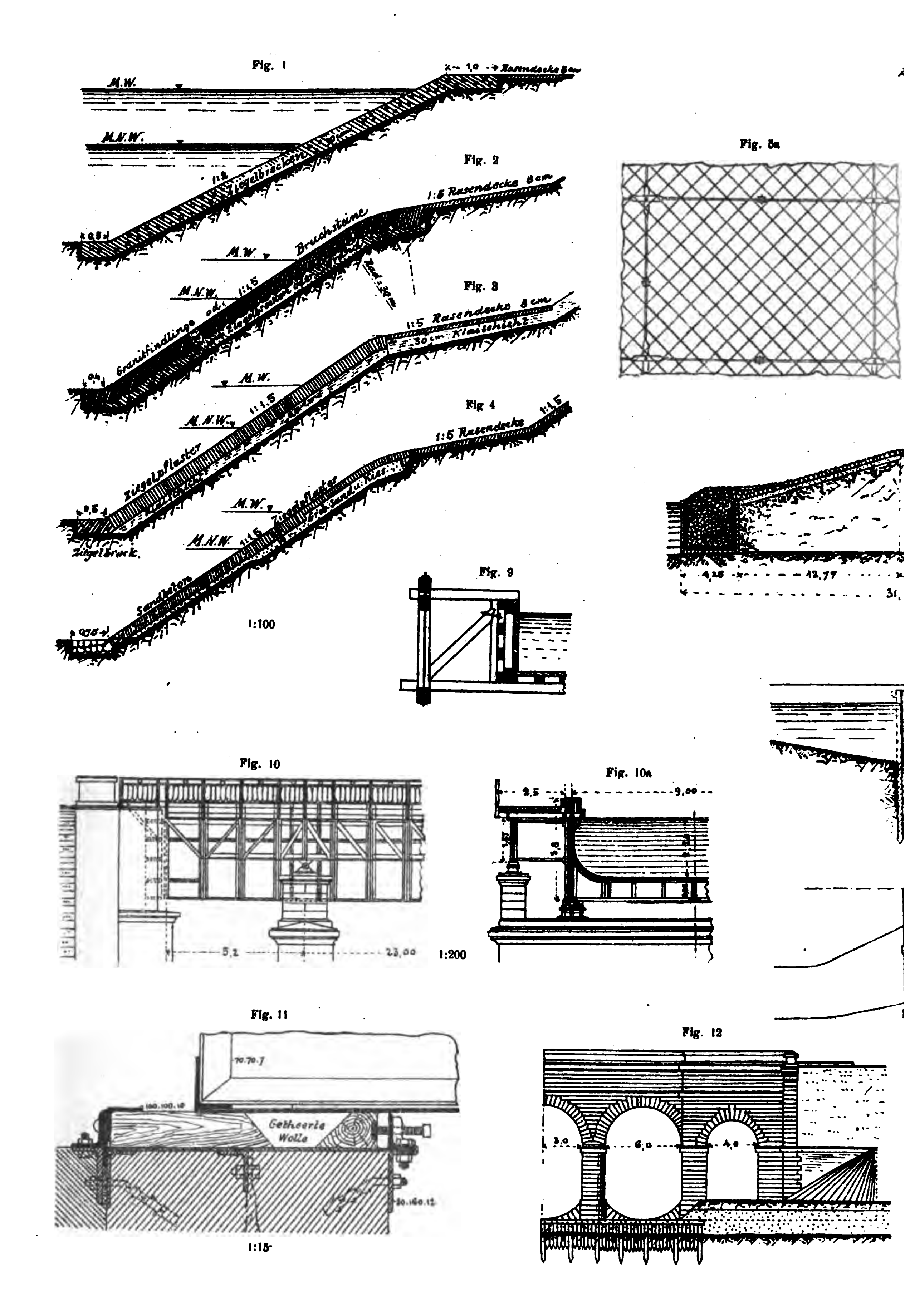
Fig. 1
1:40
Fig. 2
Beton No 1
1:150
Fig. 3
1:150
Fig. 3a
5,0 m
Beton No 1
Beton No 2 1:6:12
1:150
Fig. 9
1:50
Fig. 9a
Fig. 10
Fig. 10a
1:144
Fig. 11
Fig. 16
Fig. 16b
Fig. 16c
1:25
Fig. 17
Fig. 16a
1:50
Fig. 18
2,75
1:150
Fig. 20
1:150

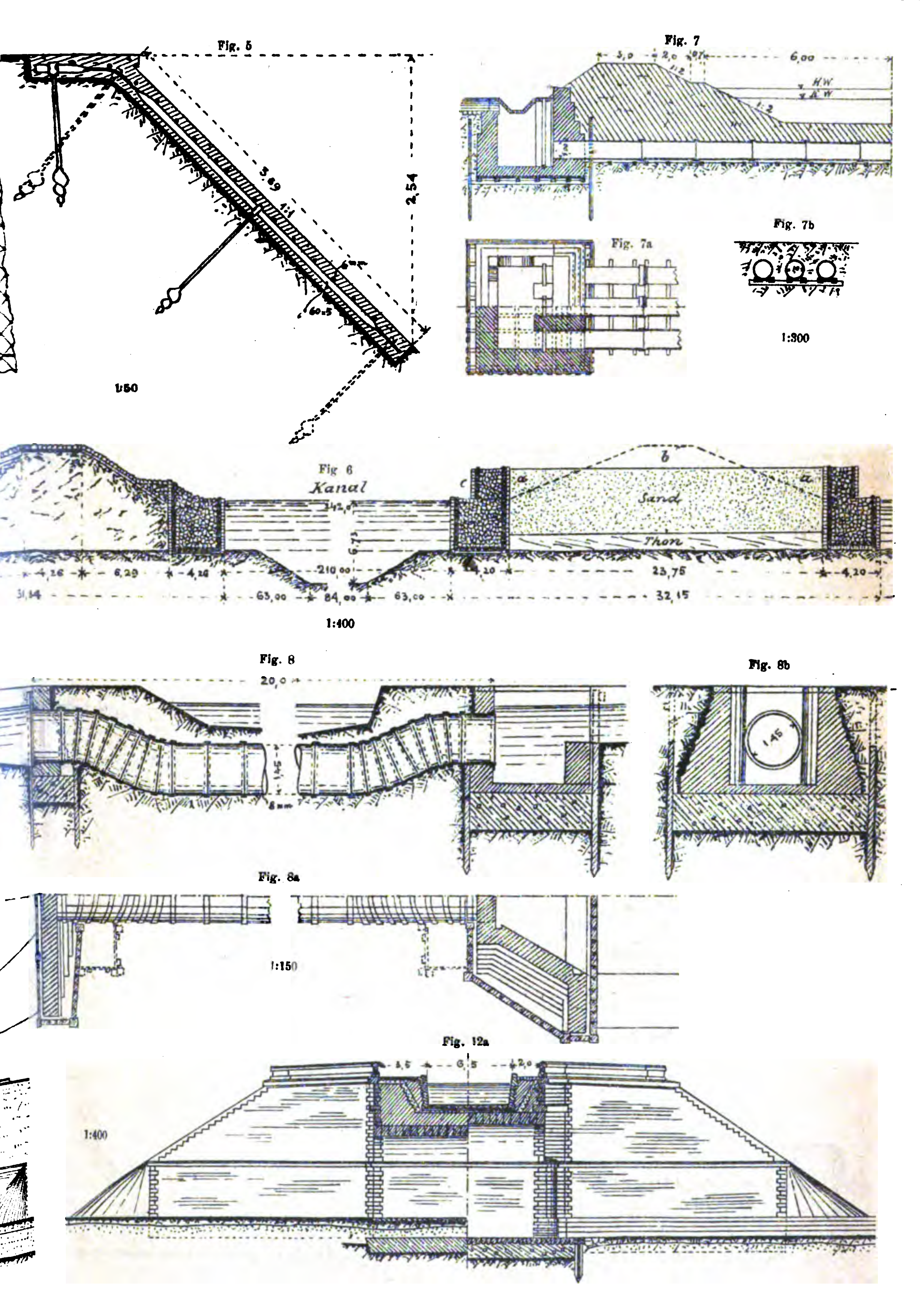
Taf. H.


Fig. 4
1,37
0,66
0,99
1:44
Fig. 4a
1,8
1,8
Fig. 5
2,52
1:144
Fig. 6
0,65
Granit
Fig. 6a
1:77
0,65
Fig. 6b
0,65
0,65
Fig. 6c
1:25
Fig. 7
Fig. 7a
Fig. 8
Fig. 8a
Fig. 11a
G
F
1:100
Fig. 12
1:240
Fig. 14
Fig 13
B
S
Fig. 15
Fig. 15a
1:25
a-b
b
Fig. 19
1,22
2,22
1:144
Fig. 21
1:100
Fig. 22
1:15
Fig. 23
0,1
0,15
0,60
Fig. 23a
Fig. 23b
1:13,3


Fig. 1
1:200
Fig. 1a
Fig. 3
Fig. 4
Fig. 5
Fig. 6
1:20
Fig. 9
1:200
Bergseitige 1:1,5 Böschung
Thalseitige 1:1,5 Böschung
Fig. 10
1:200


Fig. 2a
Fig. 2b
1:260
Fig. 2
Oise
Méry
PONTOISE
Fig. 2c
1:260
MEULAN
Les Mureaux
Verneuillet
Herblay
La Frette
Achères
Médan
AQUEDUC
ARGENTEUIL
POISSY
Gennevilliers
ST. DENIS
Seine
Colombes
Asnières
St. Ouen
ST. GERMAIN
Clichy
1:300,000
Neuilly
PARIS
Fig. 2d
1:60
Fig. 2'd
Fig. 8
Lehm
1 Angriff d. Einschn.
Sand aus Buntsand Granit
Form
2. Angriff
Biotit - Granit
Fig. 7
Granit Sand
Sand
Biotit - Granit
Fig. 11
1:400
1:400
Bruchhausen
Hauptzuleitungskanal
Hoya
Schleuse
Zuleitungskan. mit Stauschleuse
Entwässerungskan.
Reviердamm
Bach


Fig. 1
M.W.
M.N.W.
1:2
Ziegelbrocken
Rasendecke
Fig. 2
1:5 Rasendecke 8 cm
Bruchsteine
M.W.
M.N.W.
1:1,5
Granitfindlinge od.
Fig. 3
1:5 Rasendecke 8 cm
M.W.
M.N.W.
1:1,5
Ziegelpflaster
Ziegelbruch
Fig 4
1:5 Rasendecke
1:1,5
M.W.
M.N.W.
1:1,5
Ziegelpflaster
Sandbeton
1:100
Fig. 5a
Fig. 9
Fig. 10
5,2
23,00
1:200
Fig. 10a
2,5
9,00
Fig. 11
Getheerte Wolle
1:15
Fig. 12
3,0
6,0
4,0


Fig. 5
3,69
4:1
2,54
60×5
1:50
Fig. 7
3,0
2,0
6,00
H.W.
1:2
Fig. 7a
Fig. 7b
1:300
Fig. 6
Kanal
Sand
Thon
4,26
6,29
4,26
210,00
4,20
23,75
4,20
31,14
63,00
84,00
63,00
32,15
1:400
Fig. 8
20,0
1,45
Fig. 8b
1,45
Fig. 8a
1:150
Fig. 12a
3,5
6,5
2,0
1:400

